

GIOVANI BRISOT

**MODELAGEM DE LAJES NA ANÁLISE TRIDIMENSIONAL
DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL**

**Dissertação apresentada ao Curso de Pós-
Graduação em Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.**

Florianópolis

2001

MODELAGEM DE LAJES NA ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

GIOVANI BRISOT

**Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Catarina para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.**

Área de Concentração: Estruturas

Orientadora: Prof^ª. HENRIETTE LEBRE LA ROVERE (PhD.)

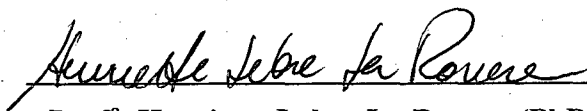
FLORIANÓPOLIS

2001

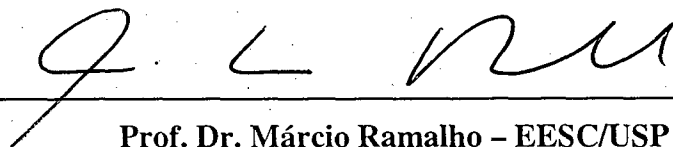
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FOLHA DE APROVAÇÃO


Dissertação defendida e aprovada em 18/09/2001 pela comissão examinadora



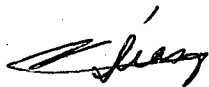
Prof^a. Henriette Lebre La Rovere (PhD.) – Orientador - Moderador



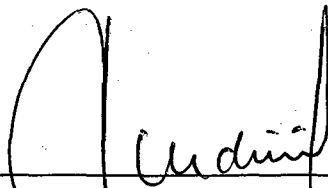
Prof. Dr. Márcio Ramalho – EESC/USP



Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio – UFSC



Prof. Dr. Félix Díaz Díaz – Instituto Superior
Politécnico José Antonio Echeverría, Cuba



Prof. Dr. Jucilei Cordini – Coordenador do PPGECC - UFSC

**“Se você está triste porque perdeu seu amor,
Lembre-se daquele que não teve amor para perder.
Se você se decepcionou com alguma coisa,
Lembre-se daquele cujo nascimento já foi uma decepção.
Se você está cansado de trabalhar,
Lembre-se daquele que, angustiado, perdeu um emprego.
Se você reclama de uma comida mal feita,
Lembre-se daquele que morre faminto sem um pedaço de pão.
Se um sonho seu foi desfeito,
Lembre-se daquele que vive num pesadelo constante.
Se você anda aborrecido,
Lembre-se daquele que espera um sorriso seu.**

**Se você teve:
Um amor para perder,
Um trabalho para cansar,
Um sonho desfeito,
Uma tristeza para sentir,
Uma comida para reclamar...**

**Lembre-se de agradecer a DEUS!
Porque existem muitos que dariam tudo para ficar em seu lugar.”**

**Dedico este trabalho aos meus pais Erasmo e
Geni e aos meus irmãos Eliandro e Guilherme.**

**À Sabrina pelo carinho, compreensão e abdicação
durante essa fase de minha vida.**

**Ao meu avô Segundo Piaia pelo exemplo de fé,
perseverança e humildade, in memoriam.**

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos:

À Professora Henriette L. La Rovere, meu reconhecimento pelo apoio, confiança, paciência e orientação, fundamentais à realização deste trabalho.

Aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC.

Ao colega Gennyson Gonchorovski pela participação no desenvolvimento do programa EDALV, dividindo comigo e com a professora Henriette as inúmeras horas de programação e detecção de erros de lógica.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

Aos colegas de Pós-Graduação.

À todos aqueles que direta ou indiretamente participaram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	i
Lista de Tabelas	iv
Resumo	v
Abstract	vi

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO 01

1.1 – Breve histórico	01
1.2 – Projeto em alvenaria estrutural	02
1.3 – Justificativa e Objetivos	03
1.4 – Contribuições e Importância	04

Capítulo 2 – ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL 06

2.1 – Revisão Bibliográfica	06
2.2 – Ações a considerar	10
2.2.1 – Cargas horizontais	10
2.2.2 – Cargas verticais	15
2.2.2.1 – Teoria das Placas Delgadas	16
2.2.2.2 – Linhas de Plastificação	18
2.2.2.3 – Distribuição de cargas verticais adotada no programa EDALV	21
2.3 – Cálculo de Edifício de Alvenaria Estrutura por Método Aproximado	23

Capítulo 3 – MODELAGEM DE LAJES	30
3.1 – Modelagem do sistema estrutural e distribuição de cargas laterais	31
3.2 – Diafragmas rígidos	33
3.3 – Diafragmas semi-rígidos	34
3.4 – Diafragmas flexíveis	35
3.5 – Modelagem através do Método dos Elementos Finitos	36
3.5.1 – Elemento de estado plano de tensões	37
3.5.2 – Elemento de casca	39
3.6 – Estudo comparativo de diafragmas através do MEF	40
3.6.1 – Introdução	40
3.6.2 – Modelagem	42
3.6.3 – Carregamentos considerados	45
3.6.4 – Análise dos modelos	47
3.6.5 – Conclusões	71
 Capítulo 4 – FORMULAÇÃO DO SUPERELEMENTO DIAFRAGMA	 73
4.1 – Técnica de Subestruturas	73
4.2 – Formulação do Superelemento – Condensação Estática Linear	78
 Capítulo 5 – IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL	 84
5.1 – Estrutura do programa EDALV	85
5.2 – Estrutura do programa WINEDALV	87
5.3 – Geração da malha	105
5.3.1 – Detecção de erros na geração da malha	108
5.3.2 – Pré-processador para o SAP2000	109

Capítulo 6 – EXEMPLOS E COMPARAÇÕES	112
6.1 – Exemplo 1a – Edifício comercial com 4 pavimentos	115
6.2 – Exemplo 1b – Edifício comercial com 8 pavimentos	120
6.3 – Exemplo 2 – Edifício residencial com 4 pavimentos	126
 Capítulo 7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	 140
7.1 – Conclusões gerais	140
7.2 – Conclusões específicas	141
7.3 – Recomendações para trabalhos futuros	142
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 144
 BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	 148

LISTA DE FIGURAS

2. ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Figura 1 - Ação equivalente ao desaprumo das paredes	14
Figura 2 - Exemplo de distribuição das cargas verticais nas lajes segundo a NBR 6118	20
Figura 3 - Aplicação das cargas horizontais	23
Figura 4 - Rigidez das paredes	24
Figura 5 - Altura fictícia de paredes entre aberturas	25
Figura 6 - Forças devidas à rotação do diafragma	27
Figura 7 - Força cortante (F_i) e esforço cortante (V_i)	29

3. MODELAGEM DE LAJES

Figura 8 - Sistema estrutural em painéis resistente a cargas laterais	31
Figura 9 - Transferência de força do vento para o diafragma e paredes	32
Figura 10 - Deslocamentos supondo Diafragma Rígido	34
Figura 11 - Distribuição de cargas laterais no caso de diafragmas flexíveis	35
Figura 12 - Elemento finito de estado plano de tensão	39
Figura 13 - Elemento finito de casca	40
Figura 14 – Perspectiva e planta baixa dos edifícios 10x12m com 4 e 8 pavimentos	42
Figura 15 - Perspectiva e planta baixa do edifício 10x24m com 4 pavimentos	42
Figura 16 - Perspectiva e planta baixa do edifício 10x40m com 4 pavimentos	43
Figura 17 - Perspectiva e planta baixa dos edifícios 20x20m com 4 e 8 pavimentos	43
Figura 18 - Orientação da carga lateral e posição dos resultados observados	45
Figura 19 a 72 – Gráficos com comparativos entre modelos de diafragmas	48 a 70

4. FORMULAÇÃO DO SUPERELEMENTO DIAFRAGMA

Figura 73- Exemplo de subestruturação de um edifício de alvenaria estrutural	74
Figura 74 - Divisão de uma treliça plana em duas subestruturas	76
Figura 75 - Diagrama de conexão para duas subestruturas	77
Figura 76 - Forma da matriz de rigidez para duas subestruturas	77
Figura 77- Elemento plano retangular de 4 nós	78

5. IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

Figura 78 - Menu do programa WINEDALV	88
Figura 79 - Tela inicial	88
Figura 80 – Criação de um novo arquivo/estrutura	89
Figura 81 – Entrada de dados para geração da malha vertical	90
Figura 82 – Janela de entrada das propriedades dos materiais	91
Figura 83 - Cadastro dos painéis tipo	92
Figura 84 – Entrada de dados para geração da malha horizontal	93
Figura 85– Entrada de dados das aberturas	94
Figura 86 – Posicionamento dos painéis	95
Figura 87 – Posicionamento dos diafragmas	96
Figura 88 – Cargas horizontais concentrada nos diafragmas	97
Figura 89 – Cargas verticais nos painéis	98
Figura 90 – Cargas verticais nos diafragmas	99
Figura 91 – Tela com os resultados dos deslocamentos dos nós	100
Figura 92 - Estrutura do programa WINEDALV	101
Figura 93 - Subrotinas do arquivo Estrutura	101
Figura 94 - Geração da malha vertical	106
Figura 95 - Geração da malha horizontal	107
Figura 96 - Geração da malha de um painel-tipo	107
Figura 97 - Erros na geração da malha	109
Figura 98 - Planta baixa do pavimento tipo do edifício da moradia estudantil da UFSC	110
Figura 99 - Edifício da Figura 98 discretizado no WINEDALV e importado no SAP2000	111

6. EXEMPLOS E COMPARAÇÕES

Figura 100- Edifício do exemplo 1a discretizado no WINEDALV e importado no SAP2000 ..	115
Figura 101- Planta baixa do pavimento tipo dos edifícios dos exemplos 1a e 1b	116
Figura 102- Esquema estrutural do edifício do exemplo 1a para o programa WINEDALV	116
Figura 103- Localização dos pontos de medição dos deslocamentos dos exemplos 1a e 1b	117
Figura 104 a 107- Gráficos comparativos entre modelos de diafragmas do exemplo 1a..	118 a 119
Figura 108 - Exemplo 1b visualizado no SAP2000	120
Figura 109- Esquema estrutural do edifício do exemplo 1b para o programa WINEDALV	121
Figura 110 a 117- Gráficos comparativos entre modelos de diafragmas do exemplo 1b..	122 a 125
Figura 118- Edifício do exemplo 2 discretizado no WINEDALV e importado no SAP2000 ...	126
Figura 119- Planta baixa do pavimento tipo do edifício do exemplo 2	127
Figura 120- Esquema estrutural do edifício do exemplo 2 para o programa WINEDALV	127
Figura 121- Localização dos pontos de medição e alinhamentos do exemplo 2	128
Figura 122 a 137- Gráficos comparativos entre modelos de diafragmas do exemplo 2....	129 a 136

LISTA DE TABELAS

2. ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Tabela 1 – Distribuição do carregamento vertical das lajes segundo a NBR 6118	22
---	----

3. MODELAGEM DE LAJES

Tabela 2 - Modelos estudados e suas variações	44
Tabela 3 - Cargas atuantes nas fachadas dos edificios provenientes da ação do vento	46
Tabela 4 - Cargas de vento atuantes nas lajes de cada pavimento [kN]	47

5. IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

Tabela 5 - Extensão dos arquivos formatados gerados pelos diversos módulos de EDALV	85
---	----

6. EXEMPLOS E COMPARAÇÕES

Tabela 6 – Propriedades dos materiais utilizados nos exemplos	113
Tabela 7 - Cargas horizontais provenientes da ação do vento na direção X	113
Tabela 8 - Cargas de vento atuantes nas lajes de cada pavimento [kN/m] na direção X	114
Tabela 9 - Cargas horizontais provenientes da ação do vento na direção Y	114
Tabela 10 - Cargas de vento atuantes nas lajes de cada pavimento [kN/m] na direção Y	114
Tabela 11 - Diferenças em % entre diafragma rígido e flexível no exemplo 1a para vento atuando na direção X	120
Tabela 12- Diferenças em % entre diafragma rígido e flexível no exemplo 1b para vento atuando na direção X	126
Tabela 13- Diferenças em % entre modelos de diafragma do exemplo 2 na direção X	137
Tabela 14- Diferenças em % entre modelos de diafragma do exemplo 2 na direção Y	137

RESUMO

A alvenaria estrutural vem sendo amplamente utilizada na construção de edifícios de médio porte, devido à sua durabilidade, propriedades físicas e facilidade do sistema construtivo. Apesar de que pesquisadores costumam utilizar métodos elaborados tais como o Método dos Elementos Finitos para analisar edifícios de alvenaria, os projetistas estruturais tem preferido utilizar métodos simplificados, devido principalmente à quantidade de dados de entrada e o alto esforço computacional exigidos pelos programas de elementos finitos. Para resolver este problema e melhorar a qualidade dos projetos estruturais, está sendo desenvolvido como parte de um projeto de pesquisa um modelo tridimensional baseado no Método dos Elementos Finitos e sendo implementado em um programa computacional de fácil utilização, denominado EDALV. Esta dissertação está inserida neste projeto de pesquisa e tem como objetivo estudar inicialmente a modelagem de lajes dos edifícios de alvenaria estrutural e em seguida implementar o modelo mais adequado no programa EDALV.

No estudo inicial modelou-se 78 casos com edifícios de 4 e 8 pavimentos, variando-se as dimensões do edifício em planta, a espessura das lajes e as seções dos pilares-parede. Comparou-se o modelo usual de diafragma rígido com modelos de elementos finitos planos e de casca, verificando-se que em muitos edifícios a hipótese de diafragma rígido não apresenta uma boa solução. A partir deste estudo inicial escolheu-se elementos de estado plano de tensão para modelar as lajes, desprezando-se sua rigidez fora do plano. Foi utilizada a técnica de subestrutura, desenvolvendo-se um “superelemento” diafragma, sendo as cargas verticais nas lajes distribuídas pelas paredes segundo as recomendações da NBR 6118. Este superelemento foi implementado no programa computacional EDALV, em um de seus módulos, denominado DIAFRAGMA. Também foi elaborado nesta dissertação um programa pré-processador para a entrada de dados via janelas e geração de malhas, denominado WINEDALV.

Dois exemplos de edifícios de alvenaria estrutural de diferentes geometrias, submetidos a cargas verticais e horizontais, foram analisados utilizando-se os superelementos diafragma através do programa EDALV. As paredes também foram modeladas por elementos planos. Os resultados foram verificados em comparação com resultados obtidos pelo programa SAP 2000.

ABSTRACT

Structural masonry has been widely used in the construction of low-rise buildings, due to its durability, ease of construction and good physical properties. Although researchers usually employ refined methods such as the finite element method to analyze masonry buildings, designers more often prefer simplified methods, due to the large amount of input data and high computational effort required by most finite element computer programs. To overcome this problem and improve the quality of structural design, a 3-D model, based on the finite element method is currently being developed as part of a research project and being implemented in a “friendly-user” computer program named EDALV. This dissertation is part of this research project, and it aims initially to investigate different floor models for structural masonry buildings and then implement the most adequate model in EDALV program.

Initially 78 examples of 4- and 8-story buildings, varying the building geometry, slab thickness and shear-wall sections, were analyzed. The commonly used rigid-diaphragm model was compared with flexible-floor models composed of either membrane or shell finite elements. For several buildings it was verified that the rigid-diaphragm assumption was not valid. Based on this initial study, membrane elements were selected for modeling the floors, neglecting their out-of-plane stiffness. A “superelement” diaphragm was developed by means of the substructure technique, and the vertical loads acting on the floors were distributed to the walls according to the Brazilian Code NBR 6118. This superelement was implemented in EDALV program, in one of its modules, named DIAFRAGMA. A pre-processor program named WINEDALV that incorporates mesh generation and input data via windows was also developed in this dissertation.

Two structural masonry buildings of different geometry, subjected to both vertical and horizontal loads, were analyzed by means of superelement diaphragms, using EDALV program. The walls were also modeled by membrane elements. The results were verified in comparison with results obtained from SAP2000 program.

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Breve Histórico

A alvenaria como material estrutural é um dos mais antigos métodos construtivos da história. A utilização de paredes de pedra e tijolos cerâmicos é conhecida desde a antigüidade, começando pelas pirâmides do Egito, o Farol de Alexandria, passando pelas pontes, torres, castelos e catedrais da Idade Média. Naquela época e até há poucas décadas atrás, as edificações utilizavam paredes espessas como forma de compensar as deficiências dos materiais e do cálculo.

No Brasil, a alvenaria estrutural iniciou na época colonial, com as paredes de taipa, uma mistura de argila e fibras vegetais, de larga espessura e também cantareiras, alvenaria de pedra, como por exemplo o Casarão de São Luís.

Com o desenvolvimento industrial, o aparecimento do aço como material de construção e o surgimento do concreto armado em grande escala, a alvenaria foi deixando de ser o principal sistema construtivo, substituída pela versatilidade, esbeltez, possibilidade de maiores vãos e liberdade arquitetônica que o concreto armado e o aço proporcionam.

Por volta da década de 50, observou-se na Europa e nos Estados Unidos o ressurgimento da alvenaria estrutural devido à necessidade de se reconstruir rapidamente várias cidades destruídas durante a 2ª Guerra Mundial. Com o avanço da tecnologia, surgiram novos blocos, mais leves e resistentes, e, com a necessidade de se reduzir custos e prazos de execução, a alvenaria estrutural voltou a ser economicamente viável, sendo um sistema construtivo que propicia a industrialização da construção.

Fazendo um comparativo entre este sistema e o sistema em concreto armado, para obras convencionais, tanto residenciais quanto comerciais, observa-se diversas vantagens: a eliminação de formas, a simplificação das armaduras e o controle tecnológico na obra que é necessário apenas na argamassa e graute, e nas amostras de blocos que são produzidos industrialmente. Outros pontos fortes deste sistema são a limpeza do canteiro, a continuidade das superfícies,

redução de entulho, conseqüentemente, economia de material e mão-de-obra e rapidez na execução.

O sistema construtivo em alvenaria estrutural, com blocos vazados, principalmente de concreto, surgiu no Brasil na década de 70, inicialmente com edifícios de apenas 4 pavimentos, sendo atualmente construídos, em São Paulo, edifícios de até 24 pavimentos.

1.2 - Projeto em alvenaria estrutural

O desenvolvimento de um projeto em alvenaria estrutural exige procedimentos diferentes dos utilizados em estruturas de concreto armado. Por serem sistemas diferentes, com filosofias distintas, as soluções não são concebidas com base em conhecimentos e procedimentos aplicáveis ao concreto armado, mas sim, à alvenaria estrutural.

Os principais pontos a serem analisados em um projeto são: arranjo arquitetônico, coordenação dimensional (modulação), otimização do funcionamento estrutural da alvenaria, racionalização do projeto e da produção.

Na disposição das paredes estruturais, deve-se procurar um equilíbrio por toda a área da planta, caso contrário, os carregamentos podem concentrar-se em uma determinada região do edifício levando a necessidade de utilização de materiais com resistências diferentes para as paredes do mesmo pavimento, o que não é recomendável em relação ao custo e à construtibilidade. Procurar distribuir igualmente as paredes estruturais nas direções X e Y do edifício em planta, para garantir a estabilidade do edifício em relação às cargas horizontais (vento) é outro ponto importante na concepção estrutural. Com relação ainda ao efeito de cargas horizontais, deve-se lançar um sistema estrutural o mais simétrico possível, para evitar rotação do diafragma composto pelas diversas lajes.

Nem todas as paredes precisam ser consideradas estruturais. Para possibilitar a manutenção, algumas paredes podem ser designadas como paredes hidráulicas ou de vedação, para permitir a passagem de tubulação hidráulica ou para outras finalidades, como simplesmente, a opção arquitetônica de ser retirada pelo proprietário.

Outro ponto a ser analisado em um projeto de alvenaria estrutural está na concepção do projeto arquitetônico, no que diz respeito à necessidade de uma estrutura de transição, ou seja, uma estrutura de alvenaria sobre outra em concreto armado, devido à presença de garagens. Existem duas possibilidades: uma estrutura totalmente em alvenaria estrutural, partindo da fundação e outra que possui uma estrutura de transição, onde a laje de transição, ou o conjunto, laje mais vigas de transição, deve ser capaz de absorver as cargas das paredes portantes e distribuí-las através de pilares até a fundação.

O sistema estrutural de edifícios de alvenaria estrutural é um sistema do tipo laminar, constituído por lajes horizontalmente e por paredes estruturais verticalmente. Na resistência às cargas laterais ou horizontais, as lajes atuam como diafragmas, distribuindo os esforços cisalhantes para as paredes estruturais ou pilares-parede; esta distribuição depende da rigidez dos diafragmas e da rigidez dos pilares-parede além da posição do centro de torção do sistema estrutural e da ligação das lajes com as paredes estruturais. Os diafragmas são em geral classificados como rígidos, semi-rígidos ou flexíveis. O diafragma pode ser considerado rígido quando a laje for suficientemente rígida em relação à rigidez à flexão dos pilares-parede, de maneira a que se deforme apenas no seu próprio plano sob a ação de cargas planares. No caso de lajes muito deformáveis os diafragmas são considerados flexíveis e para lajes semi-deformáveis são tratadas como semi-rígidos. Nos projetos estruturais admite-se em geral que os diafragmas semi-rígidos se comportam como rígidos, desde que se limitem os vãos e se mantenha uma razão entre os lados da laje menor do que 3.

1.3 - Justificativa e Objetivos

Na busca de reduzir custos na construção civil, a alvenaria estrutural vem se tornando uma boa opção para grande parte das edificações corriqueiras. Apesar da alvenaria ser um sistema estrutural muito antigo, somente nos tempos atuais surgiram estudos mais avançados para a compreensão de seu comportamento estrutural e mecânico.

O projeto estrutural de edifícios de alvenaria estrutural, na sua maioria, ainda é baseado em métodos de análise simplificados e a distribuição de forças laterais para as paredes também é feita de maneira aproximada.

Para melhorar esta análise, existem modelos mais realistas, tais como o Método dos Elementos Finitos (MEF), em que tanto as paredes como as lajes podem ser modeladas por elementos de casca, o que resulta porém em um número excessivo de nós e graus de liberdade. Este tipo de análise é possível utilizando-se programas comerciais disponíveis, porém a entrada, saída e análise de dados pelo usuário, torna-se excessivamente trabalhosa.

Esta dissertação faz parte de um projeto de pesquisa que visa modernizar e automatizar o projeto de edifícios de alvenaria estrutural, através de métodos de análise mais elaborados e sua implementação em um programa computacional eficiente e de fácil utilização pelo projetista, denominado EDALV.

Esta dissertação tem como objetivo principal desenvolver um modelo para a análise de diafragmas, como parte de um modelo tridimensional simplificado para a análise elástico-linear de edifícios de alvenaria estrutural, submetidos tanto a cargas verticais como laterais. O modelo é baseado no MEF, na técnica de subestruturas e na geração automática de malhas.

Como objetivos específicos, deve-se inicialmente realizar um estudo de modelagem de lajes analisando-se a influência da rigidez das lajes de concreto na distribuição das cargas laterais provenientes da ação do vento para os pilares-parede. As lajes são modeladas por elementos finitos planos e de casca e considerando a hipótese de diafragma rígido. A partir deste estudo deve-se escolher o modelo mais adequado para implementação computacional no programa EDALV. Também como objetivo específico deve-se desenvolver um programa pré-processador para o programa EDALV, em que é feita a entrada de dados através de janelas e a malha é gerada automaticamente.

1.4 - Contribuições e Importância

A contribuição desta dissertação está na necessidade de criar-se um modelo mais realista e eficiente, que seja ao mesmo tempo simples e forneça resultados precisos, e que possa ser

implementado em programas computacionais para rápidas análises em microcomputadores, de forma a ser utilizado em projetos estruturais de edifícios de Alvenaria Estrutural.

Como resultado deste trabalho, tem-se um programa desenvolvido em plataforma Windows®, na linguagem Fortran 90 (FORTRAN 90, 1995), com entrada e saída de dados via janelas, que servirá para a análise de edificações em alvenaria estrutural através do Método dos Elementos Finitos (MEF).

Quanto à apresentação, esta dissertação está dividida em sete capítulos. Além do presente capítulo, apresenta-se, no capítulo 2, uma revisão bibliográfica dos métodos e modelos de análise de edifícios de alvenaria estrutural e das ações a serem consideradas num projeto estrutural. Também neste capítulo são abordadas as principais teorias para a distribuição das cargas verticais, além de um roteiro para o cálculo de edifícios de alvenaria estrutural pelo método aproximado.

No terceiro capítulo apresentam-se os diversos tipos de diafragmas, classificados quanto à sua rigidez, e à modelagem dos mesmos, através do Método dos Elementos Finitos (MEF), com dois tipos de elementos, expondo suas diferentes formulações. Ainda neste capítulo apresenta-se um estudo ou comparativo de modelos de diafragmas de lajes modeladas como diafragma rígido e como diafragma flexível por elementos finitos.

O quarto capítulo é onde encontram-se a técnica de subestruturas e a formulação do superelemento diafragma, utilizados na implementação computacional no programa EDALV.

Na sequência, no capítulo 5, apresentam-se a estrutura do programa WINEDALV, responsável pela entrada de dados e geração da malha para o programa EDALV e a estrutura do programa EDALV, responsável pelo processamento propriamente dito, dando-se ênfase ao módulo DIAFRAGMA.

No sexto capítulo apresentam-se dois exemplos de edifícios de alvenaria estrutural, suas arquiteturas, discretizações, e os resultados obtidos no EDALV e no SAP2000 (WILSON, 1997), sendo as comparações feitas em termos de deslocamentos horizontais dos diafragmas a cada pavimento.

As conclusões obtidas neste trabalho e as recomendações para trabalhos futuros apresentam-se no sétimo e último capítulo, seguidas da referência bibliográfica e bibliografia consultada.

CAPÍTULO 2 – ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1 - Revisão Bibliográfica

A Análise Estrutural compreende uma vasta área dentro do ramo da engenharia. Antes de se construir tais estruturas, é necessário que se faça o estudo teórico e/ou experimental de um modelo, de tal forma que a estrutura tenha segurança ao colapso e apresente bom desempenho sob cargas em serviço.

Na análise de edifícios de alvenaria estrutural pode-se utilizar diversos modelos e métodos para representar a estrutura considerada sob a ação de cargas verticais e laterais. Os modelos podem ser tridimensionais ou bidimensionais equivalentes nas direções X e Y do sistema estrutural em planta. Os métodos podem ser mais elaborados e refinados, como por exemplo o Método dos Elementos Finitos (MEF), ou métodos aproximados como o apresentado no final deste capítulo.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) consiste basicamente em discretizar a estrutura em pequenos elementos, os chamados elementos finitos, e através da aplicação de princípios variacionais obtém-se as variáveis de interesse, que são em geral deslocamentos no caso da Mecânica das Estruturas. Este método é um dos métodos mais abrangentes e precisos utilizados em Análise Estrutural, podendo ser aplicado tanto para sistemas reticulados como para sistemas contínuos. Pode-se dizer que o Método dos Elementos Finitos revolucionou a Análise Estrutural, sendo notável o seu desenvolvimento nos últimos trinta anos. O aumento considerável da capacidade dos computadores e a grande evolução dos programas comerciais popularizaram o uso do método, de tal forma que hoje em dia soluções analíticas para problemas complexos deixaram de ser utilizadas. Problemas que outrora exigiam o trabalho de alguns dias de toda uma equipe de engenheiros podem ser resolvidos por um único engenheiro, com auxílio de um computador pessoal, em poucas horas. As aproximações feitas para resolver numericamente os problemas são irrelevantes frente a certas simplificações que tinham que ser feitas para se obter soluções analíticas.

Este método pode ser definido sob diferentes enfoques. O enfoque físico o caracteriza como um método de discretização, ou seja, transforma um sistema contínuo, com uma infinidade de pontos, em um sistema discreto como um número finito de pontos. O enfoque variacional o classifica como sendo uma modificação do Método Variacional de Rayleigh-Ritz, em que o domínio de integração do funcional é subdividido em regiões. Tem-se ainda o enfoque matemático, que pode ser interpretado como um método aproximado para solução de equações diferenciais parciais ou Problemas de Valor de Contorno (PVC), assim como o Método das Diferenças Finitas. Mais recentemente o MEF foi explicado matematicamente como sendo a forma fraca de um Problema de Valor de Contorno (HUGHES, 1987).

O elemento a ser utilizado no uso deste método deve ser compatível com o tipo de estrutura a ser analisada na prática. Cabe em geral ao analista optar entre um ou outro elemento, e ainda, optar por uma malha mais adequada para resolver determinado problema. Os elementos podem ter as mais diversas geometrias, o que permite uma melhor representação do problema. Os diversos tipos de elementos podem ser classificados como:

- Elementos unidimensionais – Barras de eixo reto ou curvo. São utilizados na modelagem de treliças, cabos, vigas, pórticos planos e tridimensionais.
- Elementos bidimensionais – Elementos planos. Podem ser triangulares, retangulares ou quadriláteros, com lados retos ou curvos.
- Elementos tridimensionais – Elementos sólidos. Podem ser tetraédricos, hexaédricos, com lados retos ou curvos.
- Elementos laminares – Elementos de Placa (superfície plana) e Casca (superfície curva).
- Elementos Axi-simétricos – Elementos tipo toróide com simetria de revolução, gerados por elementos triangulares ou retangulares.

Os elementos são ligados entre si por pontos nodais denominados de nós. Cada elemento tem um número determinado de nós, que podem ser externos, os que materializam a ligação com os demais elementos, ou internos.

Para a modelagem de um diafragma, pode-se utilizar por exemplo elementos de casca ou elementos planos, seja através de uma malha fina de elementos de baixa ordem (3 ou 4 nós) ou de uma malha mais grossa de elementos de ordem superior (8 ou 9 nós). Há diversas possibilidades de modelagem para um determinado problema, algumas representam bem a

situação, enquanto outras podem distorcer totalmente a solução final. O usuário deste método deve ter conhecimento sobre os elementos fornecidos, suas formulações e a compatibilidade entre elementos adjacentes. Segundo COOK *et al*, 1989, “although the finite element method can make a good engineer better, it can make a poor engineer more dangerous”, ou seja, “embora o Método dos Elementos Finitos possa fazer um bom engenheiro melhor, ele pode fazer um engenheiro fraco mais perigoso”.

Quanto à solução final do problema, pode-se dizer que, se forem atendidas certas condições, refinando-se a malha, ou seja, aumentando-se o número de elementos, a solução aproximada tende para a solução exata, ou seja, o método é dito convergente. Esta solução é expressa em termos de deslocamentos nodais e de tensões em qualquer ponto dentro dos elementos. Uma explanação mais detalhada sobre os tipos de elementos que foram utilizados neste trabalho será apresentada no capítulo seguinte.

Um modelo tridimensional em que tanto as lajes como as paredes estruturais são modeladas por elementos finitos de casca seria o modelo ideal e mais realista, pois não é necessária nenhuma hipótese simplificadora quanto à rigidez dos diafragmas e obtém-se tanto os esforços no plano como os fora do plano das lajes e paredes. Entretanto este modelo resulta em um número excessivo de graus de liberdade, principalmente no caso de edifícios altos, o que nem sempre será viável para análises realizadas em microcomputadores, mais frequentes nos projetos estruturais atuais. Além disso, existe o problema da entrada e saída de dados que fica lenta no caso de muitos elementos, principalmente no caso de paredes com aberturas em que a geração de malhas é difícil de ser automatizada. Devido a estes motivos, modelos bidimensionais equivalentes vem sendo mais utilizados na análise de edifícios de alvenaria estrutural.

Nos modelos bidimensionais o edifício é idealizado por uma associação de painéis, em que desprezam-se os esforços fora de seu plano podendo-se levar em conta ou não o efeito dos flanges. Para diafragmas muito flexíveis os painéis são considerados independentes nas direções X e Y e as cargas laterais são distribuídas pelos painéis de acordo com a área de influência das fachadas; para diafragmas rígidos as cargas laterais são distribuídas proporcionalmente à rigidez das paredes, que depende de sua rigidez no plano e de sua rigidez polar, de acordo com sua distância ao centro de torção do sistema estrutural (LA ROVERE, 2001; JU e LIN, 1999). Após a distribuição de cargas obtém-se os esforços no plano das paredes. A rigidez e os esforços das paredes podem tanto ser obtidos por métodos mais elaborados como por métodos aproximados.

Entre os métodos elaborados pode-se citar o Método dos Elementos Finitos, o Método das Ligações Flexíveis, o Método das Ligações Rígidas, o Método do Contínuo Equivalente e o Método das Ligações Rígidas Modificado.

Os modelos bidimensionais que utilizam o Método das Ligações Flexíveis ou o Método dos Elementos Finitos são mais precisos e fornecem em geral resultados a favor da segurança em comparação com modelos tridimensionais (GONCHOROVSKI e LA ROVERE, 2000), no entanto sua implementação computacional não é tão simples e a entrada de dados é bem mais lenta. Uma desvantagem dos modelos bidimensionais em relação aos tridimensionais ocorre no caso de diafragmas semi-rígidos, mais utilizados na prática, serem considerados como diafragmas rígidos, o que nem sempre é válido, pois a distribuição de cargas laterais depende da rigidez do diafragma e dos pilares-parede (BRISOT e LA ROVERE, 2000).

Apesar dos modelos bidimensionais combinados com métodos aproximados não serem precisos, sendo os resultados dependentes das hipóteses simplificadoras, são os mais utilizados atualmente em projetos de alvenaria estrutural, por serem simples e facilmente implementados em programas computacionais ou em planilhas eletrônicas, ou até mesmo em calculadoras.

Apenas para exemplificar a diferença entre estes dois modelos, pode-se fazer uma analogia com o cálculo de estruturas de concreto armado. O MEF representa o processo atual, com uso de programas sofisticados de computador que calcula o edifício considerando a influência de uma peça sobre a outra, ou seja considera o todo. Já o método aproximado representa o cálculo feito em partes, primeiro as lajes, depois as vigas e por último os pilares separadamente, onde no máximo são realizadas algumas correções para tentar melhorar o resultado final do conjunto.

Nesta dissertação utiliza-se um modelo tridimensional de elementos finitos para a análise de edifícios de alvenaria estrutural. Só considera-se o regime elástico-linear dos materiais envolvidos, uma vez que pela maioria das normas (ABNT, 1989) (ACI/ASCE/TMS, 1995) o cálculo estrutural é realizado para cargas em serviço, utilizando o critério de tensões admissíveis. Na modelagem das lajes utilizam-se elementos de estado plano de tensões, conforme conclusões obtidas por BRISOT e LA ROVERE, 2000, durante a elaboração desta dissertação e apresentadas no capítulo 3. As paredes estruturais também serão modeladas por elementos de estado plano de tensão, conforme conclusões obtidas por GONCHOROVSKI e LA ROVERE, 2000. Apesar dos esforços fora do plano das lajes e paredes não serem representados, este

modelo tridimensional representará melhor o comportamento real dos edifícios em relação aos modelos bidimensionais utilizados até o presente pelos projetistas estruturais. Posteriormente este modelo poderá ser estendido para utilizar elementos finitos de casca de forma a capturar também os esforços fora do plano das paredes e lajes, que são menores do que os esforços no plano para edifícios sob cargas laterais.

2.2 - Ações a considerar

Há diversas formas de ações que atuam sobre uma estrutura, seja ela de concreto armado, madeira, aço, alvenaria estrutural, ou outros materiais, ou ainda, estruturas compostas de dois ou mais materiais. Estas ações variam quanto ao tipo, localização e finalidade da estrutura. Neste trabalho serão abordados apenas os carregamentos mais usuais utilizados em projetos de edifícios de alvenaria estrutural. Entre eles estão as cargas horizontais, provenientes da ação do vento, e as cargas verticais, causadas pela ação do peso próprio, sobrecargas permanentes e sobrecargas de utilização, definidas nas diversas normas.

2.2.1- Cargas horizontais

A ação do vento constitui a forma mais comum de forças laterais em edifícios. Seu efeito depende da velocidade e direção do vento além da altura, forma, localização geográfica e topográfica da estrutura. Esta ação é uma solicitação dinâmica.

O comportamento dinâmico da edificação, na ação do vento, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), deve atender aos seguintes estados limites estabelecidos: “... uma estrutura atinge um estado limite quando de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável ou quando deixa de satisfazer as condições previstas para sua utilização “. Os estados limites estão divididos em duas categorias: estado limite último e estado limite de utilização.

O estado limite último corresponde à capacidade máxima de resistência da estrutura, a partir do qual entra em colapso, seja por deformação plástica excessiva, por ruptura de seus materiais ou por instabilidade global. O estado limite de utilização, dentro das condições normais de uso para qual a estrutura foi projetada, corresponde ao limite máximo tolerável com relação à durabilidade, às deformabilidades, às fissuras e às vibrações. Para uma verificação de níveis de

deslocamentos e de tensões atendendo-se aos estados limites último e de utilização devidos à ação dinâmica, utiliza-se em geral uma carga estática equivalente ao efeito máximo produzido pela carga dinâmica.

A flexão lateral em uma edificação, provocada pela ação do vento, corresponde a um deslocamento composto por uma componente estática e outra dinâmica. A velocidade média do vento é responsável pela componente estática enquanto a velocidade flutuante do vento (turbulências) é responsável pela componente dinâmica que ocorre em torno da configuração de equilíbrio estático, com uma determinada frequência e duração.

Quando as frequências naturais de uma estrutura são elevadas em relação às frequências predominantes do espectro de potência do vento, os deslocamentos terão um comportamento considerado praticamente estático, com uma componente de deslocamento flutuante em torno da configuração deformada muito pequena, quase desprezível. Este fato ocorre nas edificações em que a menor frequência, ou seja, a frequência fundamental f_1 , for superior a 1 Hz.

Segundo a NBR 6123, para edificações rígidas cuja frequência fundamental é superior a 1 Hz, ou seja, o período fundamental (T) é igual ou inferior a 1 seg, a solicitação do vento pode ser considerada praticamente estática, podendo-se calcular uma força estática equivalente, pois conduz a erros inferiores a 10%. Em edifícios muito esbeltos ou com rigidez muito variável ao longo da altura, deve-se proceder a uma análise dinâmica, levando-se em conta os efeitos das flutuações em torno da velocidade média do vento. Os edifícios de alvenaria estrutural, além de rigidez constante, apresentam em geral um período fundamental inferior a 1 seg, devido à rigidez de seu sistema estrutural.

A ação do vento considerada em projetos é determinada de acordo com os procedimentos prescritos na NBR 6123, que fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas a ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações. A seguir são apresentadas as etapas para obtenção destas cargas.

Através do gráfico de isopletas constante na Figura 1 da NBR 6123 é obtida a velocidade básica do vento (para qualquer direção) para a cidade de Florianópolis: $V_0 = 45 \text{ m/s}$.

A velocidade característica do vento é obtida pela multiplicação da velocidade básica por três fatores: fator topográfico (S_1), fator de rugosidade do terreno (S_2) e fator estatístico (S_3).

Fator topográfico (S_1):

O fator topográfico leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

- a) terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- b) taludes e morros: quando a estrutura estiver situada na base do morro ou talude ou quando a distância do topo do talude até a estrutura for maior que 4 vezes a altura do talude, pode-se considerar $S_1 = 1,0$. Caso contrário, S_1 é determinado em função da altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado, da diferença de nível entre a base e o topo do talude e da inclinação média do talude ou encosta do morro, não se tomando valores inferiores a 1,0 ;
- c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

Fator S_2 –Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno:

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação. As piores situações ocorrem quando o vento incide perpendicularmente a uma das fachadas. Desta forma o fator S_2 é considerado independentemente para o vento atuando em cada uma das direções X e Y.

As edificações que possuem, na maior dimensão, fachadas perpendiculares à ação do vento com dimensões menores que 20 metros são da classe A, as que ficam entre 20 e 50 metros são da classe B, e aquelas que estão acima de 50 metros são da classe C.

Quanto à região, o fator S_2 é dividido também em categorias:

- a) Regiões com superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão são da categoria I;
- b) Regiões com terrenos abertos em nível, com poucos obstáculos são da categoria II;
- c) Regiões com terrenos planos ou ondulados com obstáculos são da categoria III;
- d) Regiões com terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, enquadram-se na categoria IV;
- e) Regiões com terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados são da categoria V.

De posse destas informações e através da tabela 2 da NBR 6123 são obtidos os valores de S_2 em função da altura acima do terreno.

Fator estatístico (S_3):

O fator estatístico é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerida e a vida útil da edificação. A probabilidade de que a velocidade V_0 (velocidade básica do vento) seja igualada ou excedida no período de 50 anos (vida útil adotada) é de 63%. Esse nível de probabilidade e vida útil são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis e escritórios, portanto enquadra-se no grupo 2 da Tabela 3 da NBR 6123, sendo seu valor igual a 1,0.

A velocidade característica do vento (V_k) fica sendo então:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (01)$$

A partir de V_k pode-se obter a pressão dinâmica do vento, dada pela equação:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (02)$$

onde:

V_k é a velocidade característica em [m/s] e q é a pressão dinâmica em [N/m^2].

Da mesma forma, são obtidos os coeficientes de arrasto (Ca) para as edificações, já que este é função das dimensões da fachada perpendicular à ação do vento em relação às demais dimensões. No caso, cada fachada ou direção estudada possui um coeficiente de arrasto próprio.

Os valores dos coeficientes constam em um ábaco na Figura 4 da NBR 6123, cujos dados de entrada são l_1/l_2 e h/l_1 , onde:

h é a altura do edifício em metros;

l_1 é a dimensão do edifício na direção horizontal perpendicular ao vento em metros;

l_2 é a outra dimensão horizontal, também em metros.

A carga de vento (qv) incidente sobre a fachada é dada por:

$$qv = Ca \cdot l_1 \cdot q \quad (03)$$

Para o caso de vento agindo obliquamente ou em partes da edificação ou ainda quando houver efeitos de vizinhança, deve-se considerar uma excentricidade da força de arrasto em relação ao eixo de torção (vertical) da edificação, causando esforços de torção.

No cálculo de alvenaria estrutural deve ser considerado o desaprumo das paredes portantes, inerentes ao processo construtivo. As excentricidades causadas por esse desaprumo produzem esforços de flexão nas paredes.

Para considerar as excentricidades do carregamento vertical, pode-se utilizar a norma DIN 1053 (*apud* ABCI, 1990), que recomenda o uso de cargas laterais equivalentes que devem ser adicionadas às cargas laterais de vento. Essas cargas, equivalentes ao desaprumo das paredes, são aquelas que produzem o mesmo momento na base do edifício, considerado livre no topo e engastado na base, do que o momento causado pelas cargas verticais excêntricas. A excentricidade considerada e o desvio angular fictício com relação à base são:

$$e \approx \varphi \frac{H}{2} \quad (04)$$

$$\varphi \approx \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (05)$$

onde: H é a altura total do edifício em metros;

e é a excentricidade em metros;

φ é o desvio angular em radianos.

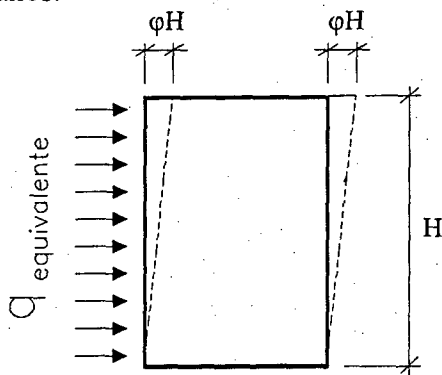


Figura 1 - Ação equivalente ao desaprumo das paredes

Igualando-se os momentos fletores na base obtém-se:

$$q_{equivalente} = \frac{N}{100H\sqrt{H}} \quad (06)$$

onde: H é a altura total do edifício (m);

N é o carregamento axial total do edifício.

2.2.2- Cargas verticais

Para o cálculo estrutural de um edifício é necessário, primeiramente, determinar os carregamentos que atuam sobre o mesmo. Além das cargas horizontais, deve-se determinar as cargas verticais, causadas pela ação do peso próprio, sobrecargas permanentes e sobrecargas de utilização, definidas na NBR 6120 (ABNT, 1980), que estarão agindo na estrutura.

O peso próprio é determinado partindo do material de que é feita a estrutura e das suas dimensões. As sobrecargas permanentes são aquelas que agem sempre ou na maior parte do tempo sobre uma estrutura e as sobrecargas de utilização são aquelas constituídas pelo peso dos móveis, pessoas e objetos que carregam a estrutura, definidas em norma.

Considerando que para o levantamento das cargas deverá ser escolhido o tipo de laje que será utilizada, pois são nelas onde estão aplicadas os carregamentos supra citados, deve-se então definir o tipo e características das lajes, para que estas sejam consideradas corretamente na análise do edifício. As lajes são componentes básicos das estruturas e possuem diversos tipos, entre os mais comuns tem-se:

- Maciça – são as lajes constituídas por uma placa maciça de concreto armado;
- Pré-moldada - unidirecional com vigotes de concreto e enchimentos cerâmico;
- Pré-moldada - unidirecional ou bidirecional, treliçada tipo painel, cujo comportamento estrutural é igual ao da laje maciça, pois os vigotes e o enchimento são de concreto;
- Nervurada – são lajes em que a zona de tração é constituída por nervuras, onde são concentradas as armaduras de tração e entre estas pode ser colocado material inerte, sem função estrutural;
- Mista – são lajes semelhantes às lajes nervuradas, tendo como diferença o preenchimento do espaço entre as nervuras com material cerâmico, o que terá participação na resistência mecânica da laje.

As lajes de concreto armado, moldadas in loco ou pré-fabricadas (treliçada tipo painel), são as mais utilizadas, e as que mais se aproximam do comportamento de diafragma rígido, por esta razão este trabalho limita-se ao estudo de lajes maciças.

As lajes são, usualmente, elementos planos bidirecionais, com a espessura muito menor que as outras dimensões e com carregamento predominantemente transversal.

A seguir é apresentada de forma sucinta a Teoria das Placas Delgadas e a Teoria das Linhas de Plastificação, que podem ser utilizadas para a distribuição das cargas verticais para as paredes portantes.

2.2.2.1- Teoria das Placas Delgadas

O cálculo das placas segundo a Teoria da Elasticidade teve sua origem há quase 150 anos, mas a maioria dos problemas que intervêm na prática foram resolvidos durante os últimos 50 anos. Os nomes de Neuber, Bubnov, Timoshenko, Galerkin, Wlasow, Kalmanok e Girkmann estão intimamente ligados aos resultados fundamentais da teoria clássica das placas, embora numerosos cientistas do mundo inteiro contribuíssem significativamente para a extensão e amplificação da teoria.

De uma maneira geral, o estudo das estruturas de superfície pode ser feito pela Teoria da Elasticidade. Assim como as estruturas reticulares podem ser estudadas satisfatoriamente pela Resistência dos Materiais, as placas também podem ser estudadas por uma teoria simplificada, a Teoria das Placas Delgadas.

As hipóteses fundamentais dessa teoria são:

- Material homogêneo, isotrópico e que obedece à Lei de Hooke (elástico-linear);
- A espessura é pequena em relação às demais dimensões;
- As tensões normais à superfície média são desprezíveis em relação às demais tensões;
- Os pontos pertencentes, antes da deformação, às retas normais à superfície média encontram-se, após a deformação, sobre retas perpendiculares à superfície média deformada. Esta hipótese corresponde, na Resistência dos Materiais, à hipótese de Navier;
- Os deslocamentos são muito pequenos em relação às dimensões em planta (linearidade geométrica), sendo possível desprezar a influência dos mesmos no estudo das condições de equilíbrio. Esta hipótese juntamente com a hipótese de material elástico-linear indicam que a teoria é linear, ou seja, vale a superposição de efeitos.

Estas hipóteses são conhecidas como hipóteses de Kirchhoff-Love.

Considerando-se um elemento $dx \times dy$ de uma placa elástica delgada, referido a um sistema triortogonal de referência, estabelece-se as expressões de equilíbrio das solicitações internas e externas atuantes no elemento e as relações entre deformações e deslocamentos da superfície média deformada. Conhecendo-se estas relações e as relações tensões \times deformações das leis de Hooke, chega-se à equação diferencial de equilíbrio da placa:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \quad (07)$$

Esta é a relação fundamental da teoria das placas delgadas, conhecida como a Equação de Lagrange. Tem-se que w é a incógnita, o deslocamento vertical sofrido por cada ponto (x,y) , P o carregamento distribuído sobre a placa e D é a rigidez da placa, dada por:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (08)$$

onde:

E é o módulo de elasticidade;

h é a espessura da placa;

ν é o coeficiente de Poisson.

Problemas de lajes são internamente estaticamente indeterminados, isto é, as três equações de equilíbrio contém cinco incógnitas, três momentos e dois cortantes. Para obter a solução utilizam-se então as equações da Elasticidade.

Matematicamente, a equação diferencial das placas é classificada como uma equação diferencial linear de quarta ordem com coeficientes constantes. A solução rigorosa da equação diferencial consiste em definir uma função $w(x,y)$, que satisfaça a equação em toda a superfície da laje, bem como também às condições de contorno, implicando no cálculo de quatro constantes de integração, que caracterizam a equação diferencial para cada problema. A solução de problemas de placas é essencialmente um problema de avaliação física e matemática de contorno. Como o cumprimento das condições de contorno usualmente apresentam consideráveis dificuldades matemáticas, geralmente as soluções exatas dos problemas de placas são raras.

Quanto à precisão desta teoria, pode-se dizer que o erro é pequeno se a relação entre a espessura da placa e a menor dimensão da superfície for inferior a $1/10$. Para placas com relações maiores do que $1/10$ as deformações por esforço cortante começam a ser importantes. Neste caso, existem outras teorias para levar em consideração esses efeitos, tal como a Teoria de Mindlin para placas semi-espessas.

Dentre as vantagens do uso da teoria das placas está o conhecimento dos valores das grandezas (esforços, tensões, deformações, deslocamentos) em cada ponto no interior da placa e das reações de apoio, enquanto que na maioria dos processos aproximados só se conhecem os valores máximos de cada grandeza.

Como desvantagem, têm-se as consideráveis dificuldades analíticas para a obtenção da solução, principalmente quando a geometria, carregamento e condições de contorno possuem alguma complexidade, as quais, se vencidas, ainda resultam em um razoável trabalho de cálculo. Além disto, a teoria se aplica dentro dos limites elásticos dos materiais, não se obtendo assim uma aferição mais precisa do comportamento próximo à ruptura e o real coeficiente de segurança existente, como permitido por outros processos.

2.2.2.2- Linhas de Plastificação

A teoria das linhas de ruptura para as lajes foi inicialmente desenvolvida por K.W. Johansen, em sua tese de doutorado (1943), e posteriormente publicada em livro, traduzido em 1962 para o português por Jayme Mason (JOHANSEN, 1962). Duas outras publicações nacionais foram importantes aqui no Brasil: a de Chameck, por ter sido a primeira publicação sobre o tema em língua portuguesa (1948), e a de Langendonck, por ser reconhecida internacionalmente como uma das obras mais completas sobre o assunto.

Utilizando-se esta teoria, é possível determinar as reações de apoio, que no caso de edifícios de alvenaria estrutural serão aplicadas nas paredes portantes, e os momentos de ruptura que servirão para dimensionar as lajes de diversas formas, condições de bordo e carregamentos.

Este método permite saber a real capacidade de carga da estrutura, uma vez que tanto os esforços quanto o dimensionamento são feitos com a mesma hipótese para os materiais plastificados.

A NBR 6118, em seu subitem 3.3.2.2, permite utilizar a teoria das linhas de ruptura para as lajes, desde que as cargas atuem sempre no mesmo sentido e as deformações das seções da laje estejam nos domínios 2 ou 3, ou seja, armadura escoando antes de ocorrer esmagamento do concreto, assegurando assim um comportamento dúctil, que é o caso das lajes em edifícios de alvenaria estrutural. Para que se possa utilizar este item da norma, as lajes devem apresentar ductilidade suficiente para que possa ocorrer a sua plastificação.

Os fundamentos da teoria desenvolvida por Johansen podem ser resumidas nos itens:

- na eminência da ruptura da laje formam-se linhas de ruptura nas regiões de momento máximo; ao longo destas linhas atuam momentos de ruptura de intensidade constante;
- na ruptura de uma laje só são consideradas as deformações plásticas que ocorrem nas linhas de ruptura, sendo desprezíveis as deformações elásticas (que ocorrem no interior de cada segmento de laje); desta forma, as partes em que a laje fica dividida podem ser consideradas como planas;
- consequentemente, cada parte em que a laje se divide só experimenta movimentos de rotação;
- a linha de ruptura que divide duas partes contíguas de laje passa pelo ponto de interseção de seus eixos de rotação;
- o eixo de rotação de uma parte de laje sustentada por um apoio reto coincide com este apoio; quando se tratar de um apoio isolado, este eixo passará pelo centro do apoio;
- a forma de ruptura da laje pode ser determinada sempre que forem conhecidos os eixos de rotação e o ângulo de giro de cada uma das partes em que a laje se divide; entre diversas configurações de ruptura possíveis, interessará aquela que conduza ao maior momento de ruptura.

Baseado nesta teoria, pode-se realizar a distribuição das cargas verticais que atuam nas lajes, como o peso próprio e as sobrecargas acidentais e permanentes.

No cálculo das reações de apoio das lajes maciças retangulares com carga uniforme, as reações em cada apoio são correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios obtidos traçando-se as linhas de plastificação, determinadas através das charneiras plásticas.

Conforme ilustra a Figura 2, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo.
- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado.
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

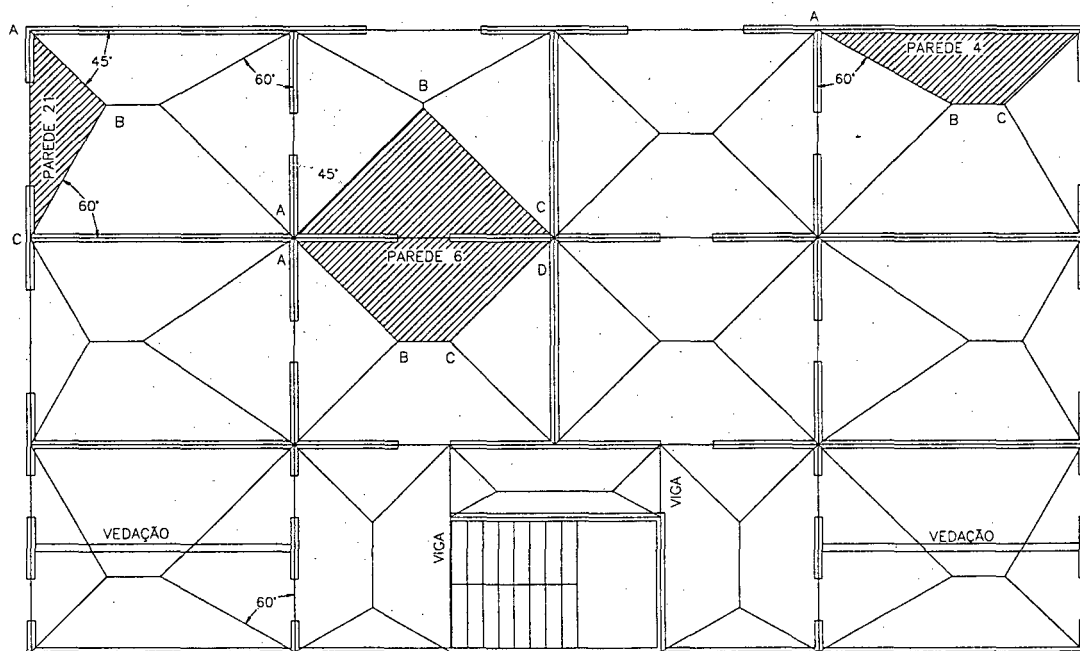


Figura 2 - Exemplo de distribuição das cargas verticais nas lajes segundo a NBR 6118

Após realizar o traçado das linha de plastificação, obtém-se os triângulos ABC e os trapézios ABCD, ou seja, as partes hachuradas que representam as áreas de influência de cada parede para o levantamento do carregamento. Nas paredes internas deve ser somado a contribuição das áreas adjacentes, como é o caso da parede 6 da Figura 2.



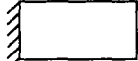
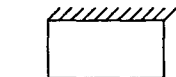
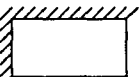

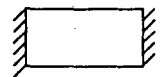

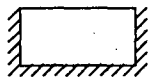
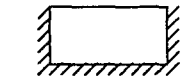
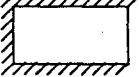
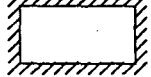
Segundo esta teoria pode-se calcular ângulos diferentes dos citados anteriormente.

2.2.2.3 - Distribuição de cargas verticais adotada no programa EDALV

Tendo em vista que o modelo a ser desenvolvido é para a análise elástico-linear de edifícios, a distribuição de cargas verticais das lajes para as paredes deveria ser feita também no regime elástico, seguindo a Teoria Elástica de Placas Delgadas. No entanto, como as diferenças encontradas entre a Teoria Elástica e a de Linhas de Plastificação para reações de lajes é pequena, escolheu-se a segunda para o programa EDALV, tendo em vista a facilidade na implementação computacional. O cálculo dos esforços de flexão na laje não são feitos pelo programa EDALV, devendo ser realizados separadamente.

A seguir apresenta-se a Tabela 1 (ALMEIDA, 1995) onde encontram-se os coeficientes de distribuição de cargas verticais considerando a teoria de Linhas de Plastificação (NBR 6118), para as diversas condições de bordo das lajes.

Tabela 1 – Distribuição do carregamento vertical das lajes segundo a NBR 6118

TIPO 1  $p_x = \frac{pL \cdot L_x}{4}$ $p_y = p_x \left(2 - \frac{L_x}{L_y} \right)$	TIPO 2a ($L_x/L_y < 0,732$)  $p_x = \frac{pL \cdot L_x}{4} ; p_{xe} = 1,732 p_x$ $p_y = p_x \left(2 - 1,336 \frac{L_x}{L_y} \right)$	TIPO 2a ($L_x/L_y > 0,732$)  $p_y = 0,732 \frac{pL \cdot L_y}{4}$ $p_x = p_y \left(2 - 0,732 \frac{L_y}{L_x} \right)$ $p_{xe} = 1,732 \cdot p_x$
TIPO 2b  $p_x = 0,732 \frac{pL \cdot L_x}{4}$ $p_y = p_x \left(2 - 0,732 \frac{L_x}{L_y} \right)$ $p_{ye} = 1,732 \cdot p_y$	TIPO 3  $p_x = 0,732 \frac{pL \cdot L_x}{4}$ $p_{xe} = 1,732 \cdot p_x$ $p_y = p_x \left(2 - \frac{L_x}{L_y} \right)$ $p_{ye} = 1,732 \cdot p_y$	TIPO 4a ($L_x/L_y < 0,577$)  $p_{xe} = 1,752 \cdot \frac{pL \cdot L_x}{4}$ $p_y = \frac{pL \cdot L_x}{4} \left(2 - 1,732 \frac{L_x}{L_y} \right)$
TIPO 4a ($L_x/L_y > 0,577$)  $p_y = 0,577 \cdot \frac{pL \cdot L_y}{4}$ $p_{xe} = \frac{pL \cdot L_y}{4} \left(2 - 0,577 \frac{L_y}{L_x} \right)$	TIPO 4b  $p_x = 0,577 \cdot \frac{pL \cdot L_x}{4}$ $p_{ye} = \frac{pL \cdot L_x}{4} \left(2 - 0,577 \frac{L_x}{L_y} \right)$	TIPO 5a ($L_x/L_y < 0,79$)  $p_{xe} = 1,268 \cdot \frac{pL \cdot L_x}{4}$ $p_{ye} = p_{xe} \left(2 - 1,268 \frac{L_x}{L_y} \right)$ $p_y = 0,577 \cdot p_{ye}$
TIPO 5a ($L_x/L_y > 0,79$)  $p_{ye} = \frac{pL \cdot L_y}{4}$ $p_y = 0,577 \cdot p_{ye}$ $p_{xe} = p_{ye} \left(2 - 0,79 \frac{L_y}{L_x} \right)$	TIPO 5b  $p_{xe} = \frac{pL \cdot L_x}{4}$ $p_x = 0,577 \cdot p_{xe}$ $p_{ye} = p_{xe} \left(2 - 0,79 \frac{L_x}{L_y} \right)$	TIPO 6  $p_{xe} = \frac{pL \cdot L_x}{4}$ $p_{ye} = p_{xe} \left(2 - \frac{L_x}{L_y} \right)$

onde: $pL \rightarrow$ carregamento sobre a laje; $L_x \rightarrow$ menor lado; $L_y \rightarrow$ maior lado;

px , $pxe \rightarrow$ carregamento sobre o menor lado, livre e engatado, respectivamente;

py, *p_{ye}* → carregamento sobre o maior lado, livre e engastado, respectivamente.

2.3 - Cálculo de Edifício de Alvenaria Estrutural por Método Aproximado

Para melhor entendimento das vantagens do modelo tridimensional sugerido nesta dissertação e das limitações do modelo aproximado, será apresentado um roteiro simplificado do cálculo de um edifício por método aproximado, muito utilizado nos escritórios de projetos estruturais.

Primeiramente são definidas quais paredes serão portantes e quais serão de vedação, se estas existirem. Logo após deve-se ter uma definição quanto ao tipo de laje que será utilizada, para posterior levantamento de cargas axiais.

Apuradas as cargas axiais em cada pavimento e seu somatório, inicia-se o cálculo da ação do vento na estrutura somando com a carga lateral equivalente ao desaprumo das paredes. Neste tipo de cálculo, admite-se que o diafragma é rígido e a distribuição das forças cisalhantes provocadas pelas cargas laterais é proporcional à rigidez de cada parede e depende também da distância da parede ao centro de torção do sistema estrutural, para sistemas assimétricos.

Para a distribuição das forças horizontais, conforme os itens anteriores, a carga equivalente ao desaprumo deve ser acrescida à carga de vento e aplicada concentrada nos diafragmas (lajes) em cada pavimento, tanto para o vento incidindo na direção X quanto na direção Y. Esta carga concentrada (H) é calculada considerando-se as fachadas frontais ao vento como vigas bi-apoiadas, servindo as lajes como apoios.

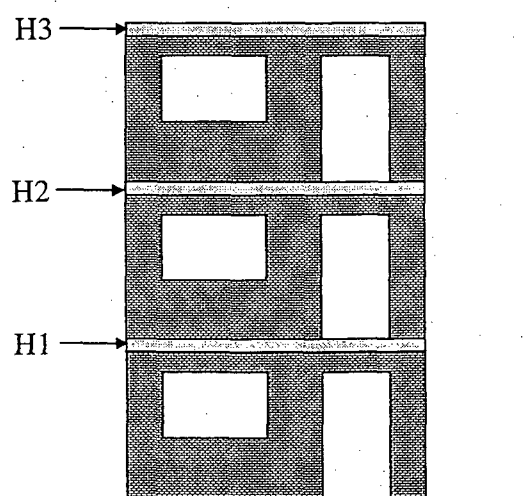


Figura 3 - Aplicação das cargas horizontais

Para realizar a distribuição desta força horizontal a cada pavimento pelas diversas paredes, deve-se primeiramente determinar a rigidez relativa entre as paredes estruturais, em ambas as direções X e Y. Este cálculo leva em consideração a deformação por cisalhamento, além da deformação por flexão, tendo em vista que as paredes são em geral baixas em relação ao seu comprimento.

Para o cálculo da rigidez de paredes, duas hipóteses podem ser feitas, a de paredes engastadas na base e livres no topo e a de paredes bi-engastadas, conforme pode ser observado na Figura 4. Deve-se ressaltar que estas hipóteses são aproximações do comportamento real, mas podem ser adotadas para efeito de cálculo da rigidez relativa das paredes.

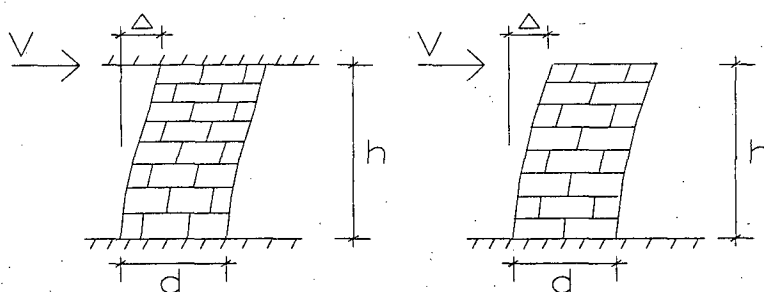


Figura 4 - Rigidez das paredes

Para as paredes consideradas bi-engastadas, sua rigidez é dada por:

$$K = \frac{1}{(1+\alpha)} \times \frac{12 \times Em \times I}{h_{fict.}^3} \quad (09)$$

$$\alpha = \frac{12 \times Em \times I}{Gm \times \bar{A} \times h^2} \quad (10)$$

$$\bar{A} = \frac{A}{1,2} \quad (11)$$

No caso das paredes serem consideradas engastadas na base e livres no topo, sua rigidez é dada por:

$$K = \frac{1}{(1+\alpha)} \times \frac{3 \times Em \times I}{h_{fict.}^3} \quad (12)$$

$$\alpha = \frac{3 \times Em \times I}{Gm \times \bar{A} \times h^2} \quad (13)$$

onde: K é a rigidez da parede;

E_m é o módulo de elasticidade;

G_m é o módulo de cisalhamento;

A é a área da seção transversal;

\bar{A} é relação entre a área e o fator de forma de cisalhamento (fator de forma de cisalhamento para seções retangulares = 1,2);

$h_{fict.}$ é a altura fictícia da parede;

h é a altura da parede;

I é o momento de inércia da seção transversal;

Em geral consideram-se as paredes dos pavimentos inferiores bi-engastadas, pois predomina a deformação por cortante em relação à de flexão, funcionando as paredes como verdadeiras “shear walls”. As paredes entre aberturas (janelas) também são consideradas bi-engastadas (ABRAMS, 1991), utilizando-se no cálculo da rigidez e dos esforços a altura fictícia ($h_{fict.}$) da parede, conforme ilustra a Figura 5.

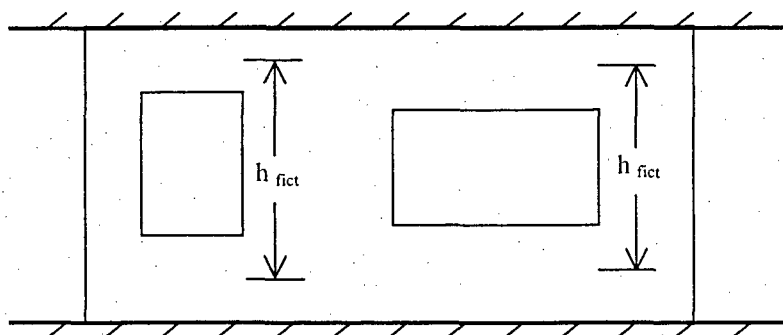


Figura 5 - Altura fictícia de paredes entre aberturas

É importante notar que é considerada a rigidez ao esforço cortante de cada parede na sua direção predominante, já que na outra direção a rigidez é muito pequena e, portanto, desprezível.

Para alvenaria de blocos de concreto, a relação E_m / G_m é admitida em geral igual a 2,34 no cálculo da rigidez relativa da parede pois adota-se 0,17 para o coeficiente de Poisson da alvenaria (LA ROVERE, 1990).

Portanto tem-se que:

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} \Rightarrow \frac{E_m}{G_m} = 2(1+\nu) = 2,34 \quad (14)$$

A posição do centro de torção do sistema é obtido em função da rigidez das paredes e de sua posição em relação a um ponto adotado como origem, sendo dada pelas expressões:

$$X_T = \frac{\sum K_{yi} \times X_{cgi}}{\sum K_{yi}} \quad (15)$$

$$Y_T = \frac{\sum K_{xi} \times Y_{cgi}}{\sum K_{xi}} \quad (16)$$

onde: X_T e Y_T são as coordenadas do centro de rigidez ou de torção;

X_{cgi} e Y_{cgi} são as coordenadas do centróide da parede i em relação à origem adotada;

K_{xi} e K_{yi} são as rigidezes da parede i nas direções X e Y respectivamente.

Naturalmente, para o cálculo das coordenadas do centro de torção em relação à origem adotada, as paredes são consideradas apenas na direção de sua maior rigidez.

As forças horizontais são transferidas para as paredes estruturais em forma de esforços cortantes. Uma vez que o sistema estrutural é assimétrico, ou seja, em que a linha de ação da resultante das cargas laterais não passa pelo centro de torção do sistema estrutural, haverá rotação do diafragma, além de uma translação.

Considerando que o diafragma é considerado rígido, o momento torsor imposto às lajes é dado por:

$$M_T = F_y \times e_x + F_x \times e_y \quad (17)$$

onde:

M_T é o momento torsor;

F_x e F_y são as forças horizontais atuantes no diafragma (a cada pavimento) nas direções X e Y respectivamente;

e_x e e_y são as excentricidades das componentes F_x e F_y respectivamente, em relação ao centro de torção (C.T.).

$$e_x = X_T - X_F \quad (18)$$

$$e_y = Y_T - Y_F \quad (19)$$

onde:

X_T e Y_T são as coordenadas do centro de torção;

X_F e Y_F são as coordenadas da linha de ação das forças horizontais F_y e F_x , respectivamente.

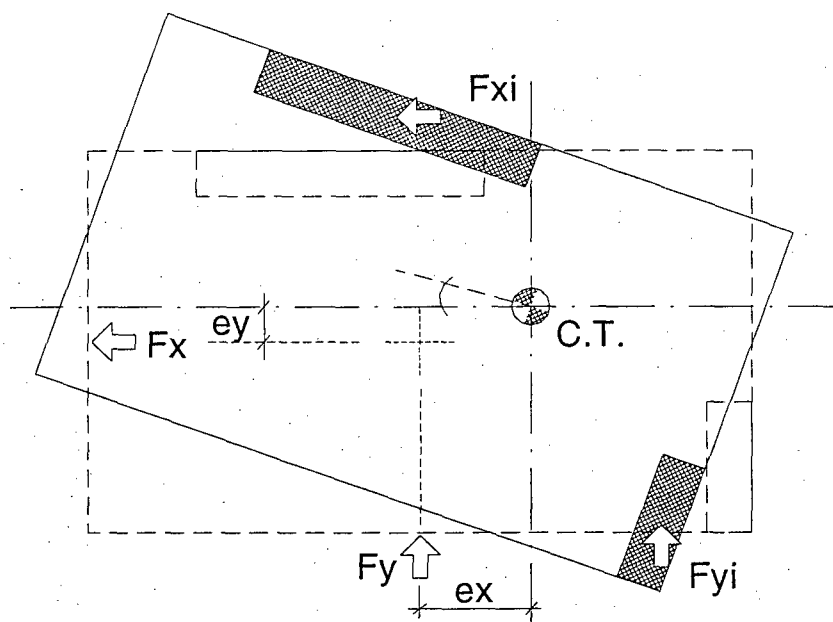


Figura 6 - Forças devidas à rotação do diafragma

A ação do vento está sendo considerada nas duas direções X e Y, então o momento torsor deve ser observado também para as duas situações independentemente.

A Norma UBC (1988) recomenda que se adote uma excentricidade mínima de 5% em relação às dimensões do edifício em planta, ou seja, 5% da dimensão da metade da fachada considerada, mesmo para sistemas estruturais simétricos.

A parcela de força horizontal transmitida para a parede pelo efeito de translação do diafragma é função da rigidez da parede em relação ao conjunto de paredes (1ª parcela das equações 20 e 21), e a parcela referente à rotação (2ª parcela das equações 20 e 21) é função da rigidez da parede, de sua posição em relação ao centro de torção e da rigidez polar do sistema.

$$F_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} \times F_x + K_{xi} \times Y_i \times \frac{M_T}{J_r} \quad (20)$$

$$F_{yi} = \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} \times F_y + K_{yi} \times X_i \times \frac{M_T}{J_r} \quad (21)$$

$$V_{xi}^j = \sum_{l=j}^n F_{xi}^l \quad (22)$$

$$V_{yi}^j = \sum_{l=j}^n F_{yi}^l \quad (23)$$

$$J_r = \sum (K_{xi} \times Y_i^2 + K_{yi} \times X_i^2) \quad (24)$$

onde:

Y_i e X_i são as coordenadas da parede em relação ao centro de torção;

J_r é a rigidez polar do sistema;

K_{xi} e K_{yi} são as rigidezes da parede i na direção X e Y respectivamente;

M_T é o momento torsor;

F_x e F_y são as forças horizontais atuantes na laje nas direções X e Y respectivamente;

F_{xi} , F_{yi} são as forças totais na parede i devidas à translação e rotação do diafragma na direção X e Y respectivamente;

V_{xi}^j e V_{yi}^j são os esforços cortantes atuantes na parede i e no pavimento j nas direções X e Y ;

j indica o número do pavimento;

n é o número de pavimentos.

É importante ressaltar que o esforço devido à rotação do diafragma é distribuído entre todas as paredes, independentemente de seu eixo. A força cortante F e o esforço cortante V em um edifício de três pavimentos numa certa direção (X ou Y) estão ilustrados esquematicamente na Figura 7.

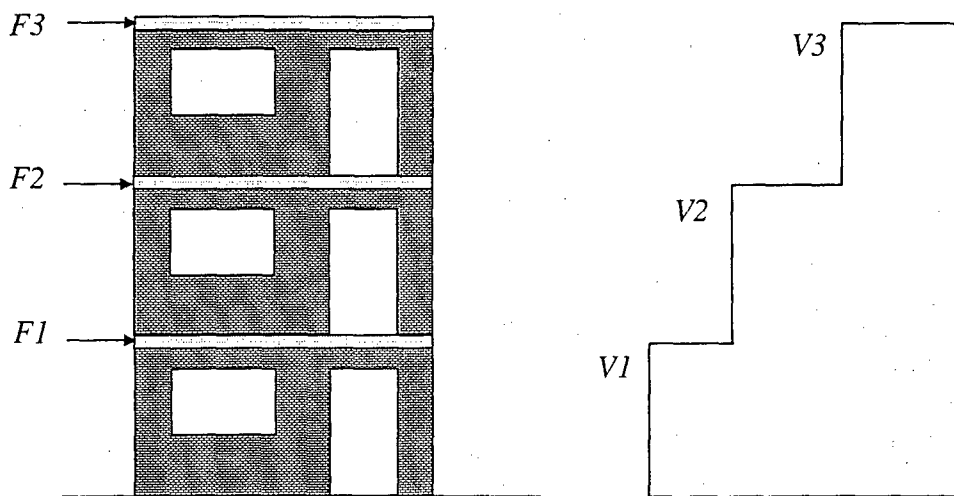


Figura 7 - Força cortante (F_i) e esforço cortante (V_i)

Os esforços de flexão nas paredes são obtidos a partir do esforço cortante V dependendo da vinculação no topo e na base.

Para paredes bi-engastadas o momento no topo é igual ao momento na base, dado por:

$$M_{topo}^j = M_{base}^j = \frac{V^j h}{2} \quad (25)$$

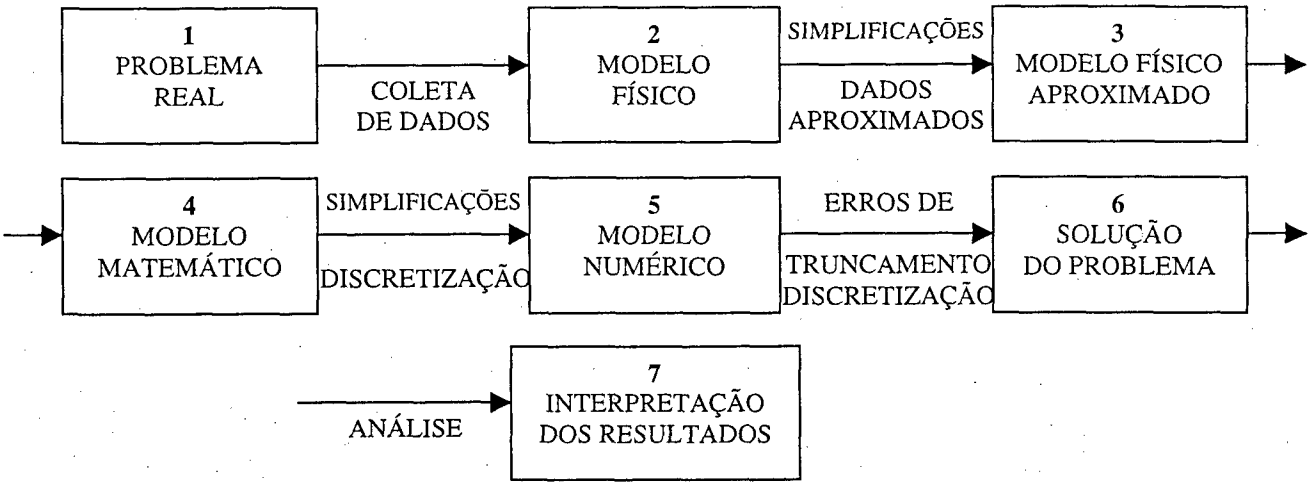
Para paredes engastadas na base e livres no topo o momento na base é dado por:

$$M_{base}^j = M_{topo}^j + V^j h \quad (26)$$

No próximo capítulo será apresentada uma revisão sobre modelagem de lajes e um estudo comparativo de modelos de lajes com o intuito de escolher o modelo mais adequado a ser implementado no programa EDALV.

CAPÍTULO 3 – MODELAGEM DE LAJES

A solução de problemas de engenharia envolve um processo de síntese conhecido como modelagem. A modelagem consiste em representar um problema real através de modelos físicos e matemáticos, que simplificam o problema e possibilitam sua solução. A solução de um problema poderia ser sintetizado conforme o esquema abaixo.



Para realizar as simplificações e chegar num modelo numérico e posteriormente à solução do problema, podemos citar vários métodos, sendo que cada um pode ser mais adequado para um determinado tipo de problema. Entre estes métodos, pode-se citar os que abrangem uma gama maior de problemas, que é o caso do Método dos Elementos Finitos, onde é possível a modelagem de uma infinidade de problemas nas mais diversas áreas.

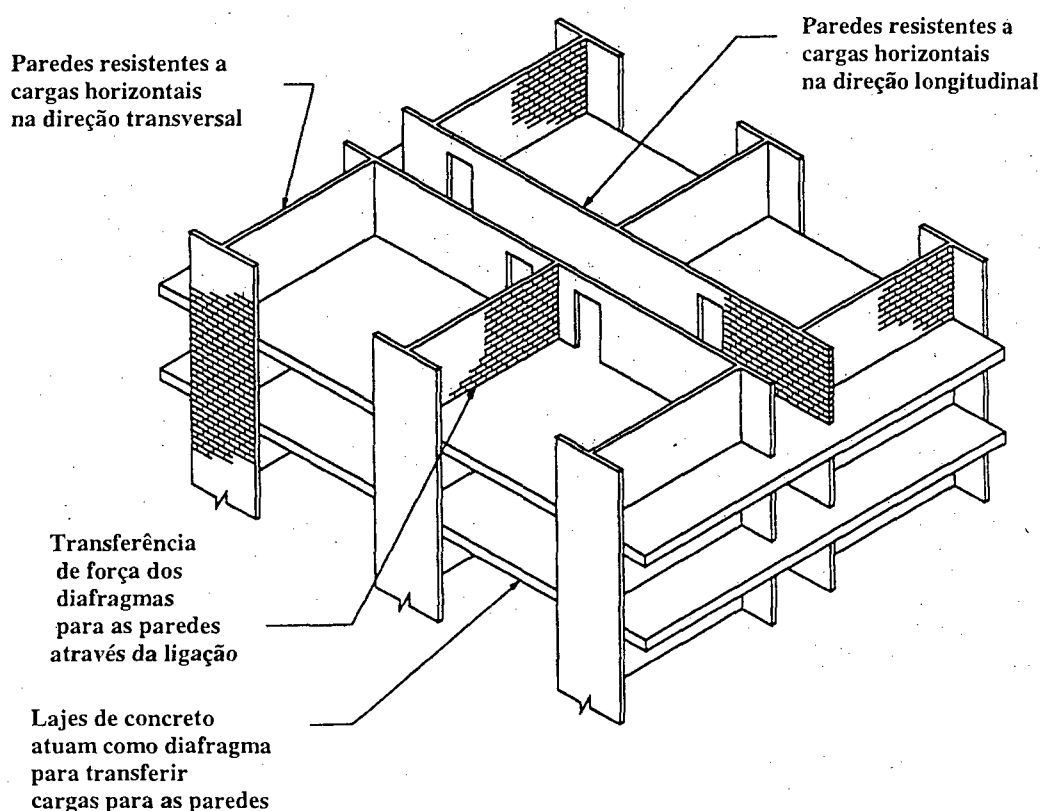
O Método dos Elementos Finitos, a despeito de toda a sua versatilidade e abrangência, serve apenas para passar da etapa 4 para a etapa 6, ou seja, serve apenas para resolver, de forma aproximada (numérica), o modelo matemático do problema.

Mesmo sendo a etapa 7, que representa a análise do resultado, de suma importância para uma boa solução de qualquer problema na área da engenharia, não se pode ignorar que as considerações realizadas até chegar aos resultados finais podem mudar todo o contexto do problema. Para aprimorar estas considerações, pode-se iniciar fazendo a melhoria da modelagem do problema. No caso da engenharia de estruturas, melhorar a modelagem de edifícios.

A modelagem de um edifício de alvenaria estrutural consiste primeiramente em definir o sistema estrutural, ou seja, a disposição dos painéis portantes, e depois são definidos os aspectos referentes à modelagem das paredes e lajes. A seguir é apresentada uma revisão destas diversas etapas de modelagem dando ênfase aos aspectos referentes à distribuição de cargas laterais de vento.

3.1 - Modelagem do sistema estrutural e distribuição de cargas laterais

O sistema estrutural resistente a cargas laterais (horizontais) em edifícios de alvenaria estrutural pode ser classificado como um sistema do tipo laminar: é um sistema em caixão constituído de painéis, que são as lajes e as paredes estruturais, como mostra a Figura 8.



**Figura 8 - Sistema estrutural em painéis resistente a cargas laterais
(DRYSDALE, HAMID e BAKER, 1994)**

As cargas laterais atuam sobre as fachadas externas e são transmitidas para as lajes que atuam como diafragmas, ou seja como chapas, deformando-se apenas no seu próprio plano. Os diafragmas redistribuem as cargas para as paredes estruturais (ver Figura 9), ou pilares-parede, também conhecidas como *shear walls* por possuírem grande rigidez ao cisalhamento no seu plano. Esta distribuição de cargas depende da rigidez dos diafragmas, da rigidez das paredes e de sua ligação com as lajes e da posição do centro de torção do sistema estrutural.

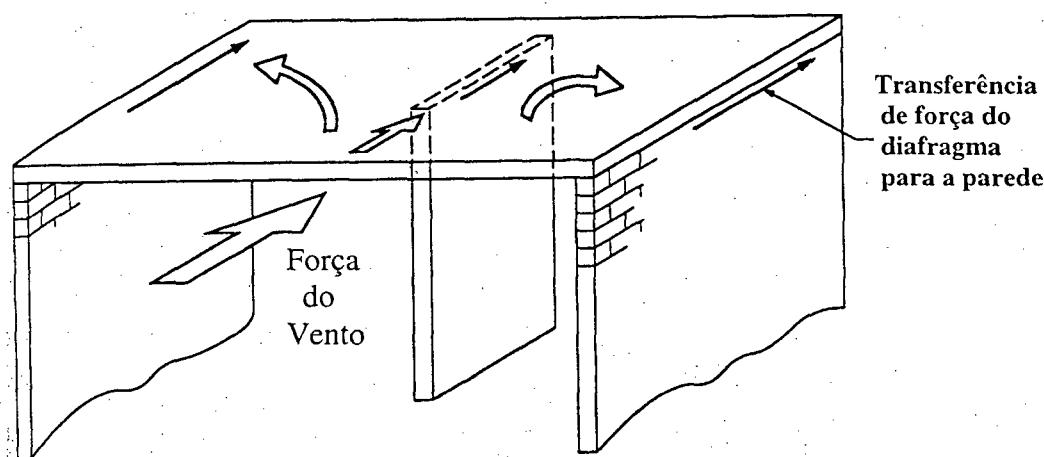


Figura 9 - Transferência de força do vento para o diafragma e paredes
(DRYSDALE, HAMID e BAKER, 1994)

Foram realizados diversos estudos sobre a modelagem de lajes de edifícios (diafragmas) e a distribuição de cargas laterais devido ao vento para os pilares-parede, apresentados no final deste capítulo.

Nesta modelagem, as lajes de edifícios podem ser admitidas ou como diafragmas rígidos, amplamente usada nos sistemas de análise estrutural de edifícios, onde não se deformam no plano, como diafragmas semi-rígidos ou ainda como diafragmas flexíveis, de acordo com a sua rigidez em relação à rigidez das paredes (SCHNEIDER, 1987). A seguir é apresentada uma revisão dos modelos teóricos de diafragmas.

3.2 - Diafragmas rígidos

São aqueles considerados infinitamente rígidos no seu plano; a distribuição de cargas laterais é feita proporcionalmente à rigidez das paredes. Classificam-se em geral como diafragmas rígidos as lajes maciças de concreto armado relativamente espessas.

Neste modelo as lajes dos pavimentos são supostas rígidas em seus planos. No centro de massa de cada pavimento rígido há um nó principal que possui três graus de liberdade, dois de translação no plano e um de rotação em torno de um eixo perpendicular ao plano, para representar todos os demais nós deste pavimento, denominados nós secundários. Estes nós secundários possuem três graus de liberdade, dois de translação e um de rotação. O número total de graus de liberdade é igual a três vezes o número total de nós principais e secundários na malha para uma análise tridimensional. Esta suposição das lajes dos pavimentos de edifícios não se deformarem no plano é amplamente utilizada na análise estrutural de edifícios, principalmente em edificações de alvenaria estrutural

Em programas computacionais que realizam este tipo de análise, para a obtenção do diafragma rígido é imposta uma restrição nos seus nós. Esta restrição consiste em selecionar dois ou mais nós e impor que seus deslocamentos se relacionem através de equações expressas em termos de translações e rotação no plano (WILSON, 1997). A restrição diafragma faz com que todos os nós movam-se juntos, todas as articulações são conectadas entre si através de ligações rígidas no plano, mas não alteram as deformações fora do plano (ver Figura 10). Os deslocamentos para cada par de nós são relacionados pelas seguintes equações de restrição:

$$u_{1J} = u_{1I} - r_3 \Delta x_2 \quad (27)$$

$$u_{2J} = u_{2I} + r_3 \Delta x_1 \quad (28)$$

$$r_{3J} = r_{3I} \text{ (rotações iguais)} \quad (29)$$

$$\Delta x_1 = x_{1J} - x_{1I} \quad (30)$$

$$\Delta x_2 = x_{2J} - x_{2I} \quad (31)$$

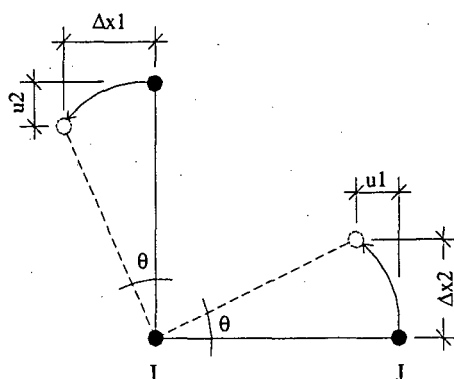


Figura 10 - Deslocamentos supondo Diafragma Rígido

Deslocamento em X

$$\operatorname{tg} \theta \approx \theta = \frac{u_1}{\Delta x_2} \quad (32)$$

$$u_1 = \theta \cdot \Delta x_2 \quad (33)$$

$$u_{1J} = u_{1I} - \theta \cdot \Delta x_2 \quad (34)$$

Deslocamento em Y

$$\operatorname{tg} \theta \approx \theta = \frac{u_2}{\Delta x_1} \quad (35)$$

$$u_2 = \theta \cdot \Delta x_1 \quad (36)$$

$$u_{2J} = u_{2I} - \theta \cdot \Delta x_1 \quad (37)$$

3.3 - Diafragmas semi-rígidos

São diafragmas que apresentam uma deformabilidade significativa mas conseguem transmitir parte das cargas laterais às paredes, proporcionalmente à rigidez das mesmas. Uma análise mais rigorosa seria necessária para a obtenção exata de distribuição de cargas neste caso. A norma UBC, 1988 sugere que se mantenha uma razão entre os lados da laje menor do que 3:1 para que as lajes não introduzam esforços locais nas paredes e possam funcionar como um

diafragma rígido. Como exemplos deste tipo de diafragma pode-se citar as lajes pré-moldadas de concreto com vigotes ou treliçadas e as lajes metálicas sem enchimento de concreto.

3.4 - Diafragmas flexíveis

São diafragmas muito deformáveis e podem introduzir esforços de flexão significativos nas paredes. A distribuição de cargas laterais é feita como em vigas simplesmente apoiadas; não se considera o momento negativo nos apoios internos devido à pouca continuidade entre os elementos. A norma americana UBC limita a flecha máxima destes diafragmas a 1/600 de seu vão livre. As lajes de madeira e alguns tipos de lajes pré-moldadas de concreto podem ser classificadas como diafragmas flexíveis.

Para diafragmas flexíveis, a distribuição de cargas horizontais para as paredes estruturais, a cada pavimento, é feita como em vigas simplesmente apoiadas, como mostra a Figura 11.

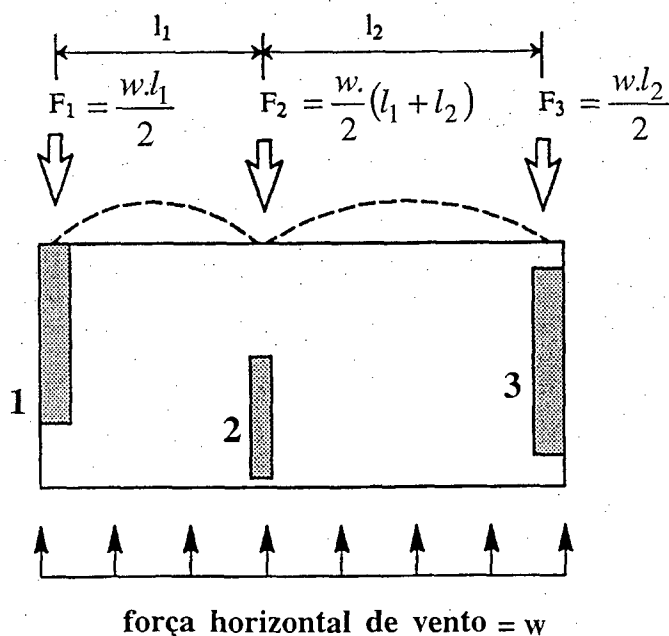


Figura 11 - Distribuição de cargas laterais no caso de diafragmas flexíveis
(ABRAMS, 1991)

JU e LIN, 1999, analisaram 520 edifícios retangulares, formato U e formato T para investigar a diferença entre o pavimento rígido e flexível na análise dos edifícios com e sem pilares-parede. Chegaram a conclusão de que para edifícios sem pilares-parede o modelo de pavimento rígido é bastante preciso para os retangulares e não retangulares, enquanto que a diferença entre o pavimento rígido e flexível pode ser grande na análise de edifícios com pilares-parede. Neste artigo cita-se um estudo de Saffarini e Qudaimat (1992), que analisaram 37 edifícios de concreto armado para comparar a diferença entre pavimento rígido e flexível na análise estática. Estes autores concluíram que a suposição de pavimento rígido é válida para edifícios sem pilares-parede, mas pode causar erros para edifícios com sistemas de pilar-parede. Estes erros não foram no entanto quantificados neste estudo. Já JU e LIN desenvolveram uma fórmula de erro, a partir da regressão linear dos 520 edifícios analisados.

Para análise de diafragmas semi-rígidos e flexíveis podem ser utilizados diversos métodos, como por exemplo o Método dos Elementos Finitos, e entre os diversos elementos disponíveis neste método pode-se citar o elemento de casca, o elemento sólido, o elemento de estado plano de tensões, e outros, sendo que estes podem ser de 3, 4, 8, 9 ou mais nós. No estudo apresentado no final do capítulo, foram utilizados dois modelos de elementos finitos; o primeiro e mais simplificado foi o elemento de estado plano de tensão com quatro nós, sendo dois graus de liberdade de translação para cada nó. Este elemento possui somente graus de liberdade no plano do elemento, os demais graus de liberdade foram restringidos, caso contrário a estrutura seria instável. O outro modelo utilizado para a análise dos diafragmas flexíveis foi o de elemento finito de casca com quatro nós, que combina comportamento de membrana e placa, sendo que cada nó possui seis graus de liberdade.

3.5 - Modelagem através do Método dos Elementos Finitos

O elemento a ser utilizado no uso deste método deve ser compatível com o tipo de estrutura a ser analisada na prática. Em estruturas planas submetidas à flexão, deve-se evitar o uso de elementos triangulares pois estes apresentam deformações específicas e tensões constantes ao longo de todo o elemento. Tomando como exemplo a modelagem de uma viga

submetida à flexão com elementos de estado plano de tensão retangulares e triangulares, observa-se que muitos elementos triangulares seriam necessários para aproximar a variação linear de deformações ε_x ao longo da altura da viga, enquanto que apenas um elemento retangular de 4 nós bastaria para modelar mais corretamente esta variação.

Os diafragmas podem ser modelados por elementos de estado plano de tensão (doravante chamados de elementos planos), sendo mais utilizados os elementos isoparamétricos (COOK *et al.*, 1989) ou por elementos de casca. Cabe em geral ao analista optar entre modelar o diafragma com um ou outro elemento, e ainda optar por uma malha fina de elementos de baixa ordem (4 nós) ou por uma malha mais grossa de elementos de ordem superior (8 ou 9 nós). A solução deste método é expressa em termos de deslocamentos nodais e de tensões em qualquer ponto dentro dos elementos.

Sempre que houver uma concentração ou uma variação brusca de tensões numa estrutura, como por exemplo nos pontos de aplicação de cargas, nos cantos de aberturas, nos pontos restringidos por vínculos, deve-se utilizar uma malha refinada ou elementos de ordem superior nesta região. Para estruturas pequenas, com poucos graus de liberdade, costuma ser mais conveniente modelar toda a estrutura com uma malha refinada. No entanto, em estruturas maiores, convém modelar apenas a região em que há concentração de tensões com uma malha refinada e o resto da estrutura com uma malha mais grossa, tornando-se necessária uma transição de malhas.

3.5.1- Elemento de estado plano de tensões

Os elementos planos são utilizados para modelar estruturas submetidas a estado plano de tensão ou de deformação, em que cada ponto pode sofrer 2 deslocamentos no plano xy , u e v . Estes elementos possuem dois graus de liberdade de translação para cada nó, somente no plano do elemento.

Os elementos planos podem ser quadriláteros, retangulares, triangulares e com número de nós variável no elemento. Para cada tipo de elemento haverá uma matriz de funções de interpolação e um vetor de deslocamentos nodais diferente, portanto a matriz de rigidez de cada elemento, calculada pela equação 38, também será diferente.

$$\tilde{k}^e = \int_{V^e} \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} dV^e \quad (38)$$

onde:

\tilde{k}^e é a matriz de rigidez de cada elemento;

\tilde{B} é a matriz de deformação específica x deslocamentos nodais;

\tilde{B}^T é a matriz \tilde{B} transposta;

\tilde{D} é a matriz constitutiva.

O vetor de deslocamentos no elemento, o vetor de deformações específicas e o vetor de tensões são representados respectivamente por:

$$\tilde{u}^e = \begin{Bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{Bmatrix} \quad \tilde{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \tilde{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

As tensões são obtidas a partir da equação 39, sendo que a matriz constitutiva \tilde{D} depende se o estado plano é de tensão ou de deformação.

$$\tilde{\sigma} = \tilde{D} \tilde{\varepsilon} \quad (39)$$

Na Figura 12 apresentam-se dois exemplos de estruturas sob estado plano de tensão, modeladas por elementos planos retangulares (de lado 2a por 2b) de 4 nós, que possuem um total de 8 graus de liberdade.

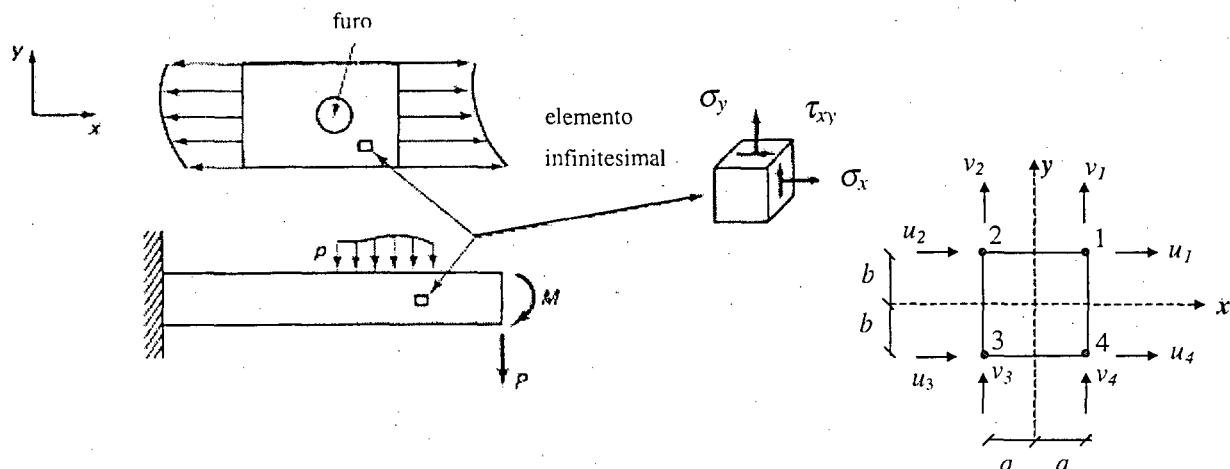


Figura 12 - Elemento finito de estado plano de tensão

3.5.2- Elemento de casca

Segundo COOK *et al.* (1989), elementos finitos de casca estão entre os elementos mais difíceis de serem formulados. Em geral utilizam-se três aproximações para os problemas que envolvem cascas nas formulações de elementos finitos:

- Elementos planos, formados combinando um elemento de membrana plano com um elemento de flexão de placa.
- Elementos curvos, formulados por uso da teoria clássica de casca.
- Elementos tipo Mindlin (teoria de casca espessa), considerados como formas especiais de elementos sólidos, achatados em uma direção.

O elemento de casca utilizado nos estudos desta dissertação combina o comportamento de membrana e o de placa, sendo que cada nó possui seis graus de liberdade e, em sua formulação, não é considerada a deformação por esforço cortante. Este elemento se aplica a cascas semi-espessas e finas. Em geral, uma casca apresenta simultaneamente tensões devidas à flexão e tensões de membrana. Tensões devidas à flexão em uma casca correspondem a tensões devidas à flexão numa placa e tensões de membrana correspondem a tensões devidas a um estado plano de tensão.

A Figura 13 apresenta o elemento de casca de 4 nós utilizado neste trabalho, com os eixos locais (1, 2 e 3) e os esforços resultantes de membrana (F_{11} , F_{22} e F_{12}) e de flexão (M_{11} e M_{22}) e torção (M_{12}).

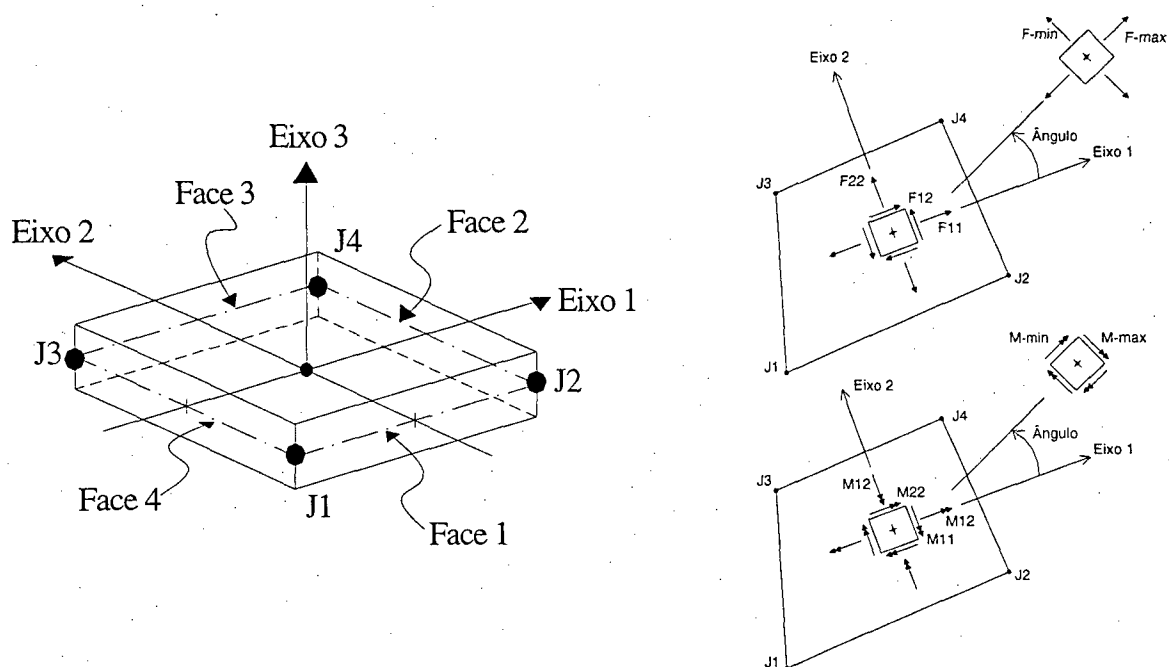


Figura 13 - Elemento finito de casca

3.6 - Estudo comparativo de diafragmas através do MEF

3.6.1- Introdução

Antes de se iniciar a etapa de implementação computacional foi realizado um estudo (BRISOT E LA ROVERE, 2000) entre diversos tipos de modelagem de diafragma em edifícios com pilares-parede, variando as dimensões dos edifícios e dos pilares-parede.

O objetivo deste estudo foi analisar o comportamento das lajes de concreto armado quanto à sua capacidade de distribuição de esforços laterais aos pilares-parede ou paredes portantes de alvenaria e a hipótese de diafragma rígido utilizada no cálculo de edifícios em alvenaria estrutural. O cálculo das cargas laterais devido ao vento foi realizado com base na NBR 6123 (ABNT, 1988). Consideram-se na análise modelos de edifícios de quatro e oito andares com dimensões variadas, desde quadrados até retangulares na proporção de 1:4 (comprimento igual a quatro vezes a largura), considerando as lajes como diafragma rígido, e também como flexível, utilizando-se elementos finitos planos e de casca. Os pilares-paredes são modelados por elementos de barra (pórtico espacial), utilizando-se as dimensões de 15x80cm, 15x160cm e 15x240cm, todos alinhados conforme sua maior dimensão na direção da aplicação da carga de vento. O programa SAP 2000 (WILSON, 1997) foi utilizado nas análises dos

edifícios submetidos a cargas laterais provocadas pela ação do vento. Apresenta-se a comparação dos resultados em termos de esforços cortantes nos pilares-parede e algumas conclusões quanto a modelagem de diafragmas são extraídas ao final deste estudo.

3.6.2- Modelagem

O diafragma pode ser considerado rígido quando a laje for suficientemente rígida em relação à rigidez à flexão dos pilares-parede, de maneira a que se deforme apenas no seu próprio plano sob a ação de cargas planares provenientes das cargas laterais.

O objetivo principal deste estudo foi de investigar a diferença entre modelar os pavimentos de concreto armado como diafragma rígido ou flexível na análise de edifícios submetidos a cargas laterais. Para este estudo foram considerados edifícios hipotéticos, sem levar em consideração as vigas de ligação entre os pilares-parede (como lajes-cogumelo) e sem a preocupação com as dimensões das lajes em relação à sua espessura (não foram verificadas as flechas para cargas verticais).

Foram comparadas quatro geometrias de edifícios com quatro pavimentos e duas geometrias foram estudadas também com oito pavimentos, todas elas variando as dimensões dos pilares-parede com os valores 15x80cm, 15x160cm e 15x240cm, e a espessura das lajes com os valores 8 e 12cm, todas de concreto. Os pilares-parede e as vigas que delimitavam os panos de lajes, consideradas com a mesma espessura da laje (8 ou 12cm) foram modeladas por elementos de barra.

As lajes de concreto armado foram tanto consideradas rígidas, utilizando-se uma restrição em todos os nós de um mesmo pavimento, como flexíveis, sendo modeladas por elementos finitos de estado plano de tensão isoparamétricos de 4 nós, com uma malha de 1x1m, e também por elementos isoparamétricos de casca de 4 nós, com a mesma malha de 1x1m. Esta malha foi considerada adequada, observando-se que não havia descontinuidade de tensões significativa entre os elementos.

Em todos os modelos estudados foram utilizados elementos de concreto armado, considerado material elástico-linear com Módulo de Elasticidade Longitudinal (E_c) igual a $2,879 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$, equivalente a um concreto de 20 MPa, calculado conforme a NBR 6118 (ABNT, 1978). O coeficiente de Poisson (ν_c) utilizado foi 0,2. A altura entre pisos de todos os edifícios é de 3,00m.

A seguir são apresentados os modelos dos edifícios estudados, nas Figuras 14 a 17, e a Tabela 2 que descreve todos os casos e suas particularidades.

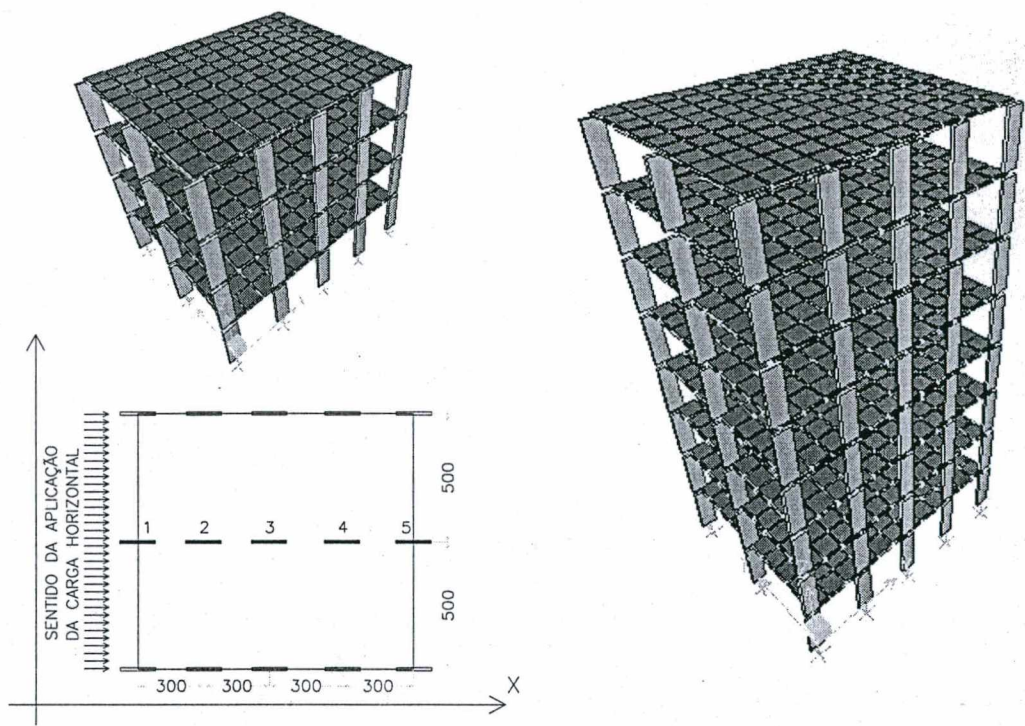


Figura 14 – Perspectiva e planta baixa dos edifícios 10x12m com 4 e 8 pavimentos

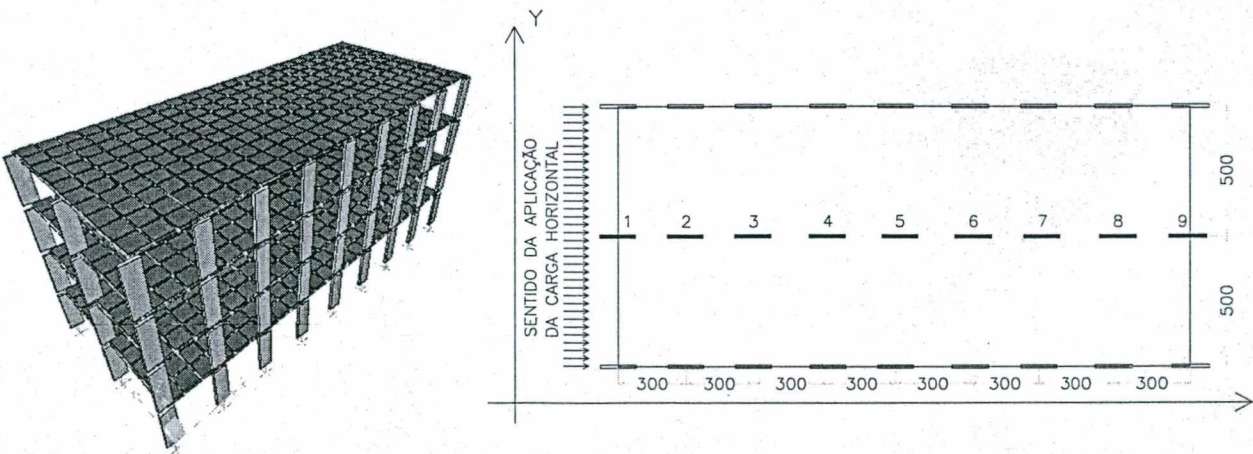


Figura 15 - Perspectiva e planta baixa do edifício 10x24m com 4 pavimentos

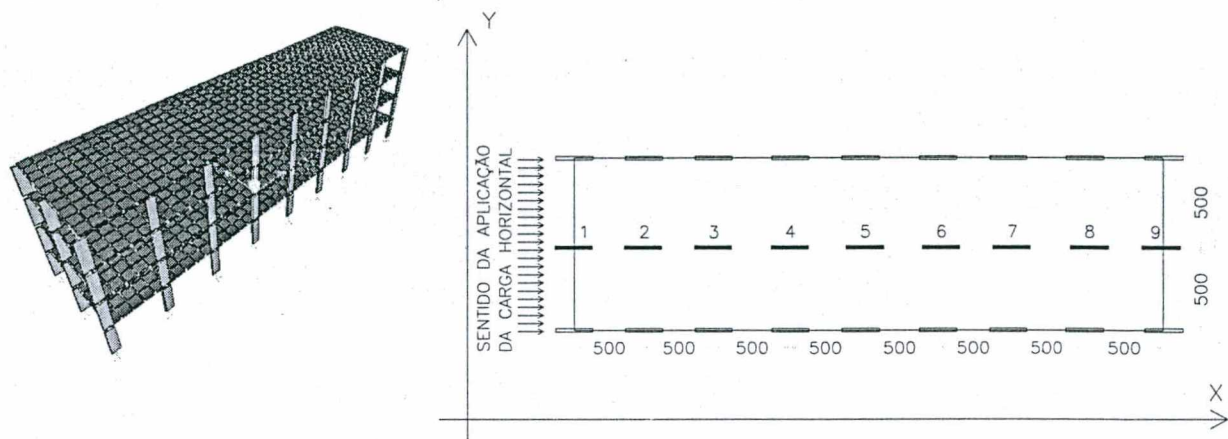


Figura 16 - Perspectiva e planta baixa do edifício 10x40m com 4 pavimentos

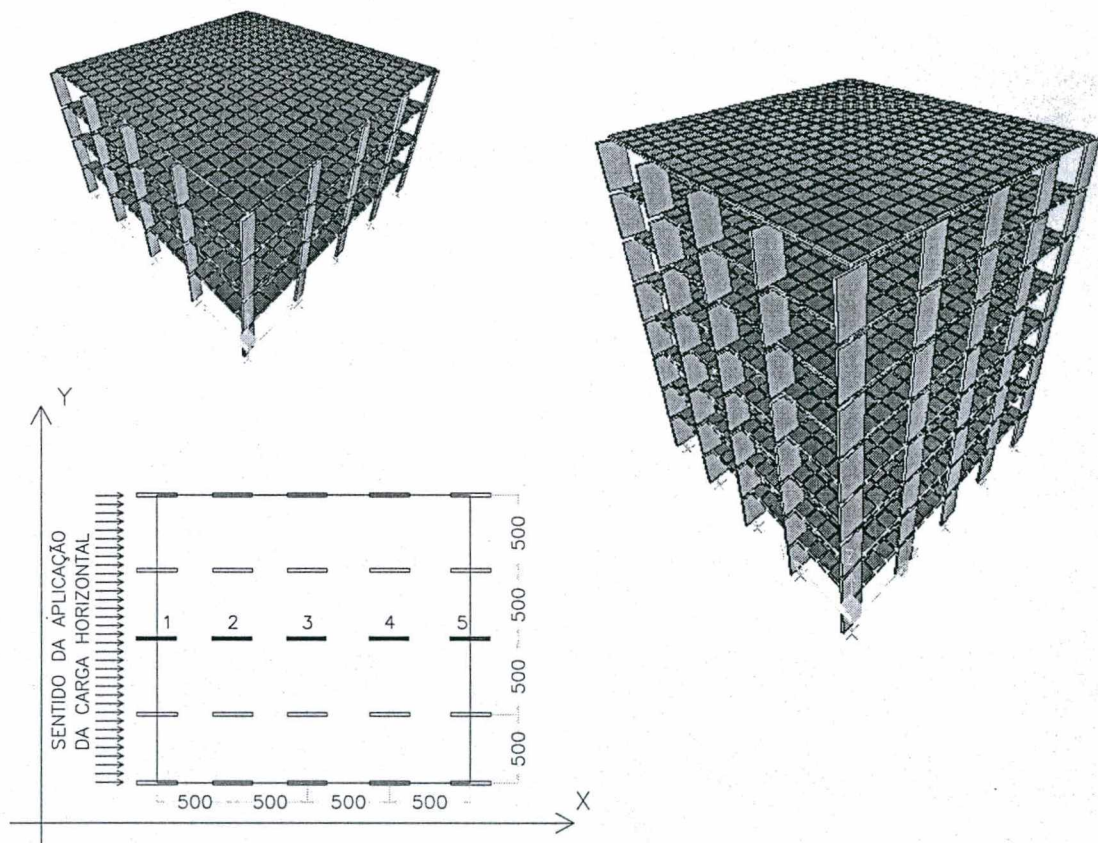


Figura 17 - Perspectiva e planta baixa dos edifícios 20x20m com 4 e 8 pavimentos

As plantas baixas estão cotas em centímetros.

Tabela 2 - Modelos estudados e suas variações

Casos	Dimensões		Número Pavtos	Modelo	Elemento Análise	Tipo de Laje	Espessura da laje[cm]	Carga
	edifício[m]	pilares[cm]						
1,2,3	10x12 lajes (3x5)	80x15 160x15 240x15	4	flexível	Plano	Maciça	8	lateral
4,5,6				flexível	Casca	Maciça	8	
7				rígido	Diafragma	-	-	
8,9,10				flexível	Plano	Maciça	12	
11,12,13				flexível	Casca	Maciça	12	
14,15,16			8	flexível	Plano	Maciça	8	lateral
17,18,19				Flexível	Casca	Maciça	8	
20				Rígido	Diafragma	-	-	
21,22,23				Flexível	Plano	Maciça	12	
24,25,26				Flexível	Casca	maciça	12	
27,28,29	10x24 lajes (3x5)	80x15 160x15 240x15	4	Flexível	Plano	maciça	8	lateral
30,31,32				Flexível	Casca	maciça	8	
33				Rígido	Diafragma	-	-	
34,35,36				Flexível	Plano	maciça	12	
37,38,39				Flexível	Casca	maciça	12	
40,41,42	10x40 lajes (5x5)	80x15 160x15 240x15	4	Flexível	Plano	maciça	8	lateral
43,44,45				Flexível	Casca	maciça	8	
46				Rígido	Diafragma	-	-	
47,48,49				flexível	Plano	maciça	12	
50,51,52				flexível	Casca	maciça	12	
53,54,55	20x20 lajes (5x5)	80x15 160x15 240x15	4	flexível	Plano	maciça	8	lateral
56,57,58				flexível	Casca	maciça	8	
59				rígido	Diafragma	-	-	
60,61,62				flexível	Plano	maciça	12	
63,64,65				flexível	Casca	maciça	12	
66,67,68			8	flexível	Plano	maciça	8	lateral
69,70,71				flexível	Casca	maciça	8	
72				rígido	Diafragma	-	-	
73,74,75				flexível	Plano	maciça	12	
76,77,78				flexível	Casca	maciça	12	

3.6.3- Carregamentos considerados

Nos modelos estudados foram desprezadas as cargas verticais, só considerando a força lateral devido ao vento, calculada segundo a NBR6123 (ABNT, 1988), aplicada no sentido do maior lado (rigidez) dos pilares, conforme mostra a Figura 18.

Considerando que as lajes atuam como diafragmas, distribuindo as cargas laterais para os pilares-parede e, que esta distribuição depende da rigidez dos diafragmas e da rigidez dos pilares-parede, foi estudada a distribuição dos esforços cortantes no primeiro pavimento de cada caso. Na comparação foram utilizados os valores destes esforços na fileira central de cada edifício segundo a sua posição, da esquerda para a direita, no sentido de aplicação da carga de vento. O programa SAP 2000 (WILSON, 1997) foi utilizado em todas as análises dos edifícios submetidos a cargas laterais.

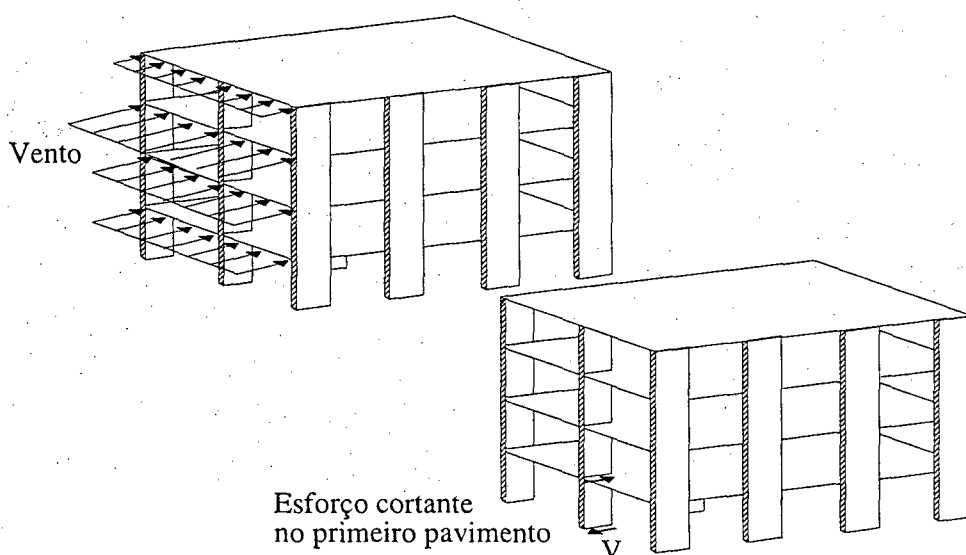


Figura 18 - Orientação da carga lateral e posição dos resultados observados

Na próxima tabela é apresentado um resumo do cálculo das cargas laterais provenientes do vento nas fachadas perpendiculares dos edifícios estudados.

Tabela 3 - Cargas atuantes nas fachadas dos edificios provenientes da ação do vento

Edifício	Classe	Categoria	Ca	Altura(m)	Coef. S2	q (N/m²)	qv (N/m)
10x12m 4 pavimentos	A	IV	1,05	≤ 5	0,79	774,7	8134
				5-10	0,86	918,1	9640
				10-15	0,90	1005,5	10557
10x12m 8 pavimentos	B	IV	1,20	≤ 5	0,76	717,0	8604
				5-10	0,83	855,2	10262
				10-15	0,88	961,3	11535
				15-20	0,91	1027,9	12335
				20-30	0,96	1144,0	13728
10x24m 4 pavimentos	B	IV	0,80	≤ 5	0,76	717,0	5736
				5-10	0,83	855,2	6841
				10-15	0,88	961,3	7690
10x40m 4 pavimentos	B	IV	0,70	≤ 5	0,76	717,0	5019
				5-10	0,83	855,2	5986
				10-15	0,88	961,3	6729
20x20m 4 pavimentos	B	IV	1,05	≤ 5	0,76	717,0	15057
				5-10	0,83	855,2	17958
				10-15	0,88	961,3	20187
20x20m 8 pavimentos	B	IV	1,15	≤ 5	0,76	717,0	16491
				5-10	0,83	855,2	19665
				10-15	0,88	961,3	22103
				15-20	0,91	1027,9	23644
				20-30	0,96	1144,0	26312

A distribuição do vento sobre a fachada é concentrada nas lajes a cada pavimento. A tabela a seguir mostra as cargas resultantes que atuam nas lajes, encontradas através de equilíbrio de forças na horizontal, considerando as lajes como apoios.

Tabela 4 - Cargas de vento atuantes nas lajes de cada pavimento [kN]

Edifício	Pavimento							
	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
10x12m 4pavtos	22.82	25.97	27.67	14.95	-	-	-	-
10x12m 8pavtos	26.09	29.68	31.63	34.39	35.81	37.24	40.26	20.59
10x24m 4pavtos	17.39	19.78	21.09	11.39	-	-	-	-
10x40m 4pavtos	15.22	17.31	18.45	9.97	-	-	-	-
20x20m 4pavtos	45.65	51.94	55.36	29.91	-	-	-	-
20x20m 8pavtos	50.00	56.88	60.62	65.90	68.62	71.38	77.16	39.47

3.6.4- Análise dos modelos

Inicialmente os edifícios foram analisados em separado, considerando em todos os modelos as lajes como diafragma rígido e como diafragma flexível (Elemento de Casca e Elemento Estado Plano de Tensão, ambos de 4 nós), comentando suas características e seus resultados. Ainda nesta primeira etapa foi realizada uma comparação entre duas lajes de concreto armado com espessuras diferentes (8 e 12cm) para cada caso, ou seja, a relação direta entre a rigidez das lajes e dos pilares-parede, sem analisar a forma (dimensões) da edificação.

Os resultados para cada caso serão mostrados em dois gráficos distintos onde, no primeiro, observa-se a comparação entre diafragma rígido e flexível em valores absolutos, em kN, e no segundo serão mostradas as diferenças, em porcentagem, entre diafragma rígido e flexível. Todos os gráficos são para pilares-parede com a dimensão na direção da aplicação da carga lateral de 80cm, 160cm e 240cm. Nas comparações entre diferentes modelos de lajes será considerada como solução “exata”, ou mais próxima da realidade, a obtida considerando o modelo de diafragma flexível com elementos de casca. A seguir estão apresentados os resultados obtidos nos 78 casos estudados, conforme resumo mostrado na Tabela 2.

Começando com os resultados obtidos do edifício de 10x12m, com quatro pavimentos e lajes de concreto armado de 3x5m e 8cm de espessura, observa-se inicialmente que para o modelo de diafragma rígido obtém-se o mesmo esforço cortante em todos os pilares conforme o esperado, uma vez que os pilares possuem a mesma rigidez (ver Figuras 19, 20, 21 e 22).

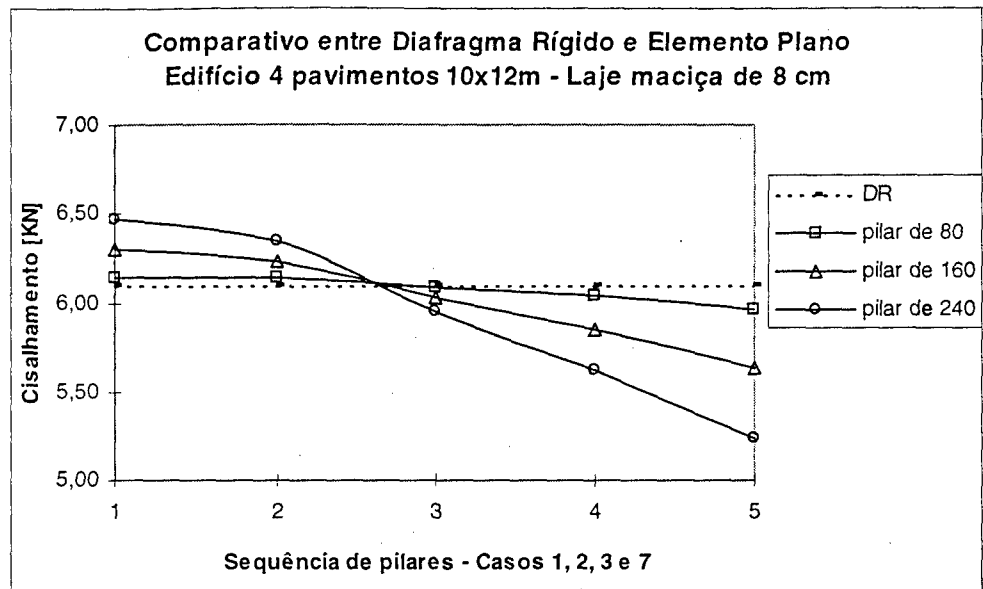


Figura 19

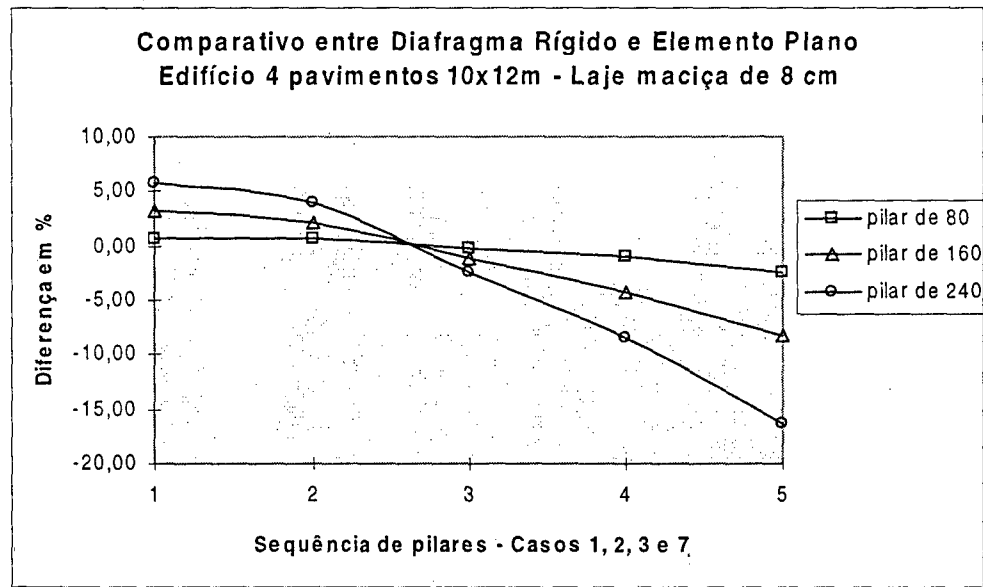


Figura 20

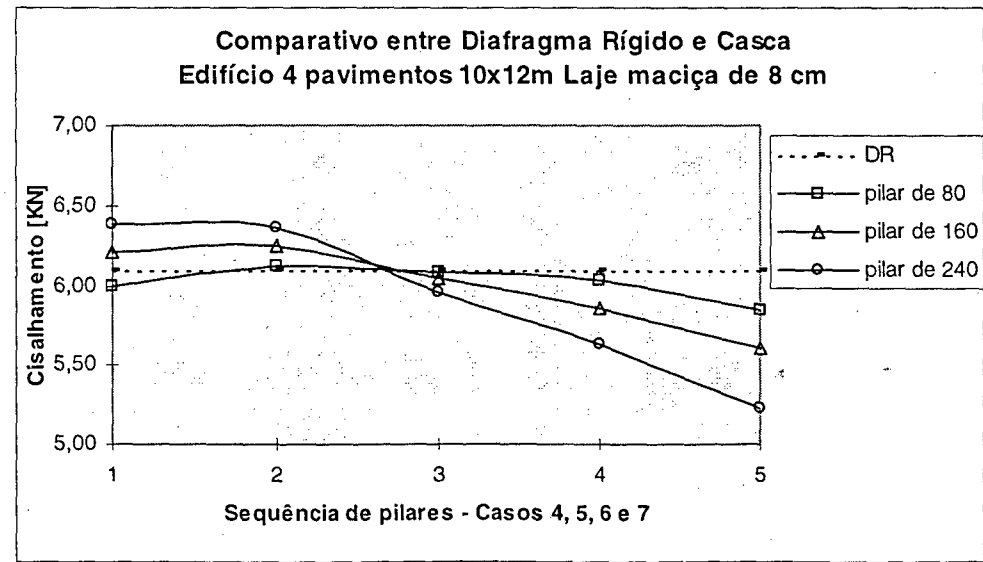


Figura 21

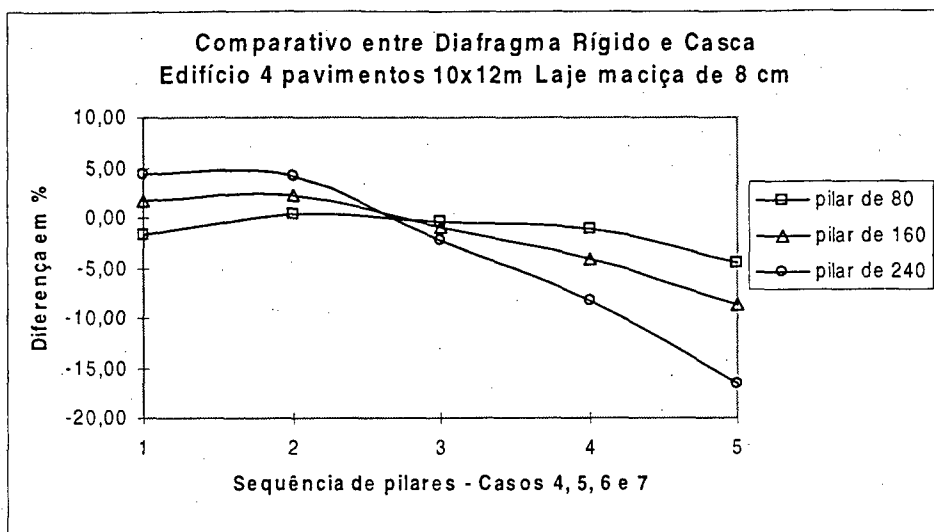


Figura 22

Para os modelos de diafragma flexível o esforço cortante varia devido a deformação do diafragma. Observa-se que para os pilares de 160 e 240 cm de comprimento os resultados obtidos com elementos planos são bem semelhantes aos obtidos com elementos de casca; obtêm-se forças maiores nos pilares próximos a fachada aonde atuam as cargas de vento, devido a maior deformação do diafragma nesta região. A diferença nos esforços cortantes entre modelos de diafragma flexível e o modelo de diafragma rígido fica entre 5 e 10 % para pilares de 160 cm e chega a mais de 15 % para pilares de 240 cm. Para os pilares de 80 cm existe diferença entre a solução do modelo com elementos planos e o de casca, pois estes pilares sofrem mais deformação por flexão ocasionando a deformação fora do plano das lajes, o que só pode ser capturado pelo modelo com elementos de casca (ver Figura 21). No entanto a diferença entre as diversas soluções é bem pequena, inferior a 5 % uma vez que o diafragma é mais rígido em relação a rigidez dos pilares. Ressalta-se que os pilares de 160 e 240 cm são mais usuais do que os de 80 cm em edifícios de alvenaria estrutural.

Analisa-se em seguida o edifício de 10x12m e quatro pavimentos, aumentando agora a espessura da laje para 12 cm, conseqüentemente aumentando também a sua rigidez em relação aos pilares. Esse aumento de rigidez refletiu-se nos resultados (ver Figuras 23, 24, 25 e 26), aproximando a solução com diafragma flexível para a com diafragma rígido. A diferença encontrada neste casos para o esforço cortante foi de 5% para os pilares de 160 cm, o que é aceitável em termos de engenharia, mas para os pilares de 240 cm continua uma diferença maior que 10%. Observa-se que a diferença entre a solução do modelo com elementos planos e o de casca para os pilares de 80 cm aumentou, mas é inferior a 5% em comparação com a solução de diafragma rígido.

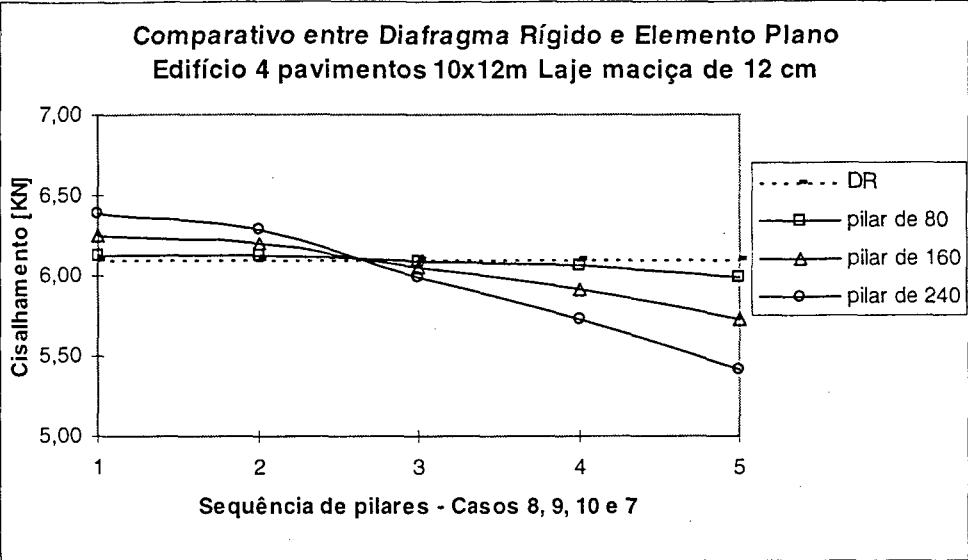


Figura 23

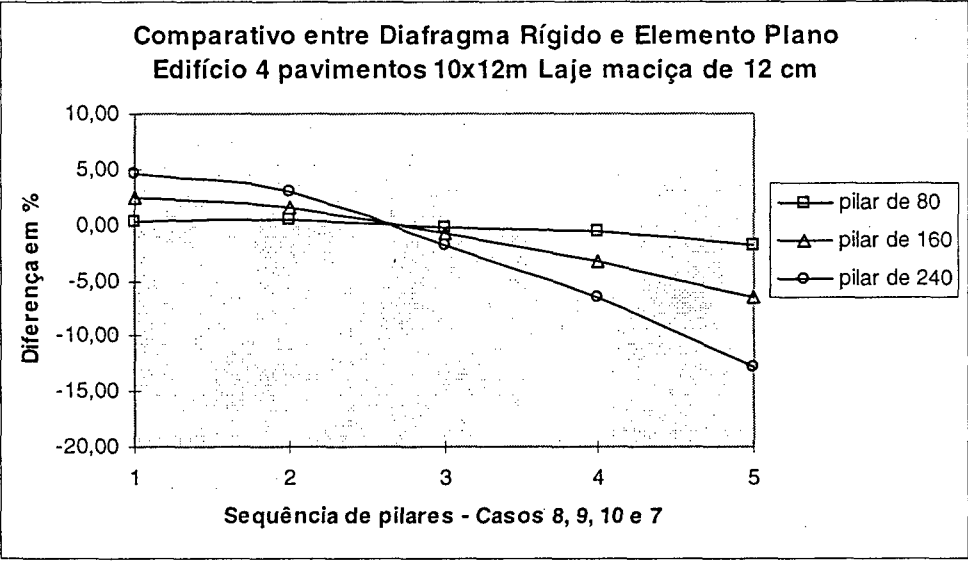


Figura 24

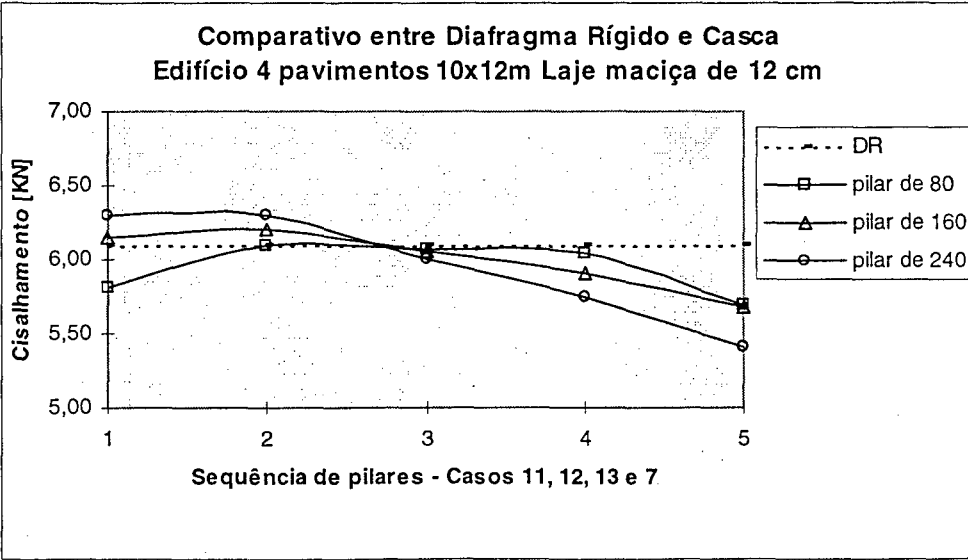


Figura 25

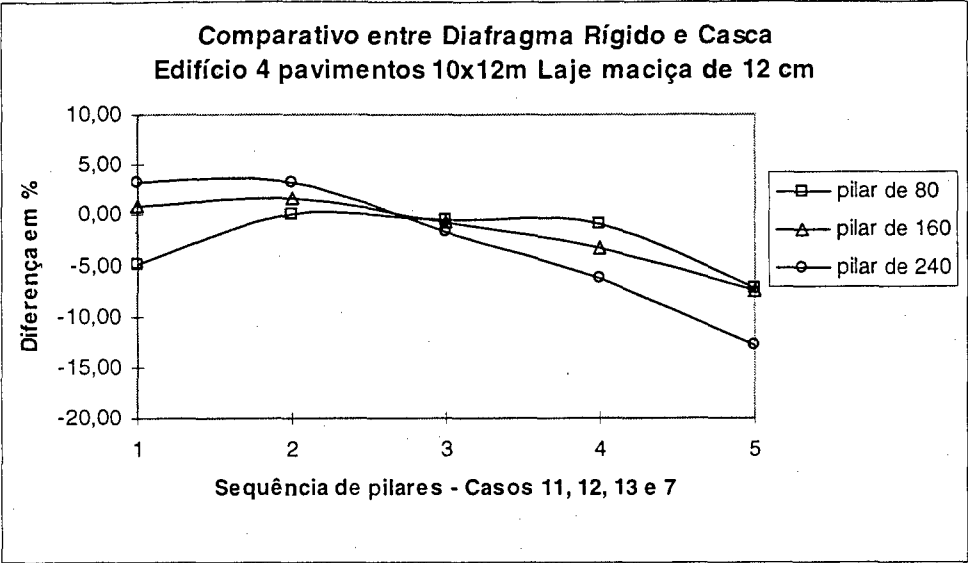


Figura 26

Na próxima Figura (ver Figura 27) está ilustrada a diferença entre as lajes de 8cm e 12cm de espessura com elemento de casca. A diferença nos esforços cortantes entre essas duas espessuras fica entre 2 e 10%, sendo que é para os pilares de 240cm que essa diferença é maior.

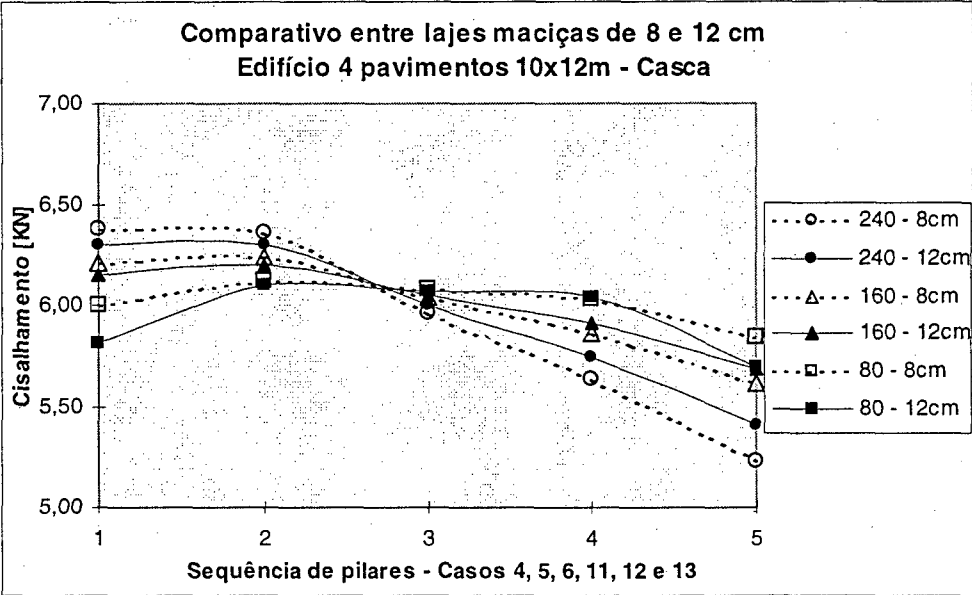


Figura 27

Passando agora para a análise do edifício de 10x12m com 8 pavimentos e lajes de 8 cm de espessura (ver Figuras 28, 29, 30 e 31), para o caso de diafragma rígido observa-se novamente, o mesmo esforço cortante em todos os pilares, uma vez que estes também possuem a mesma rigidez.

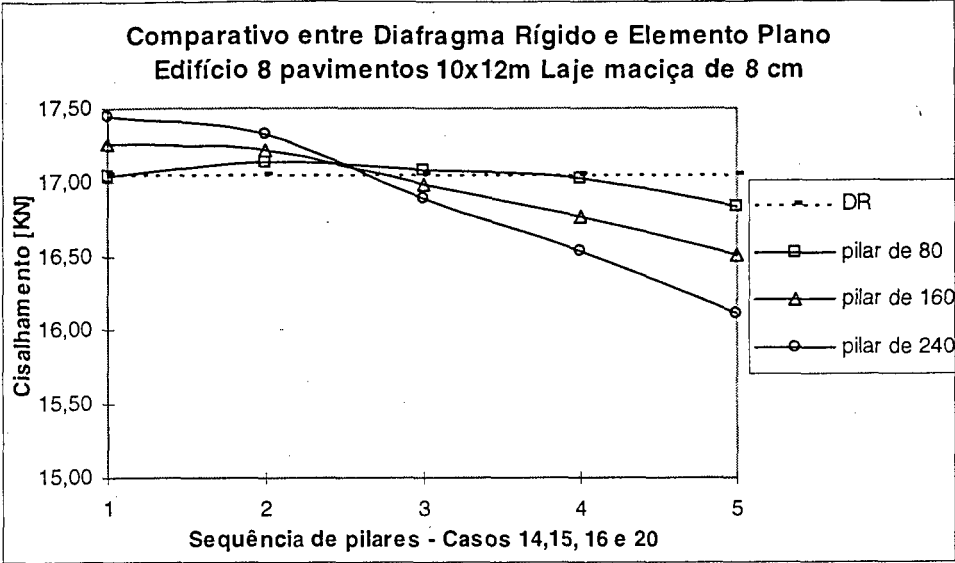


Figura 28

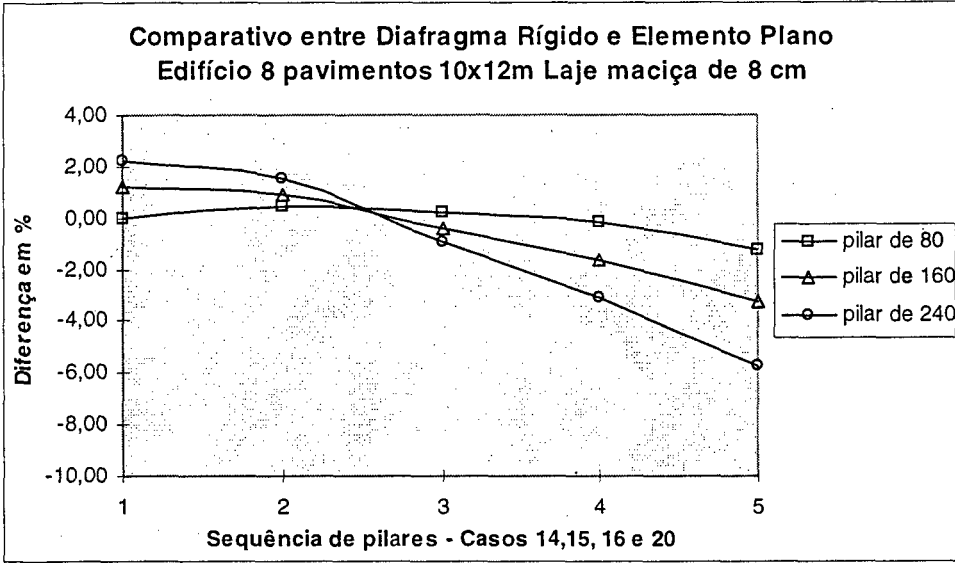


Figura 29

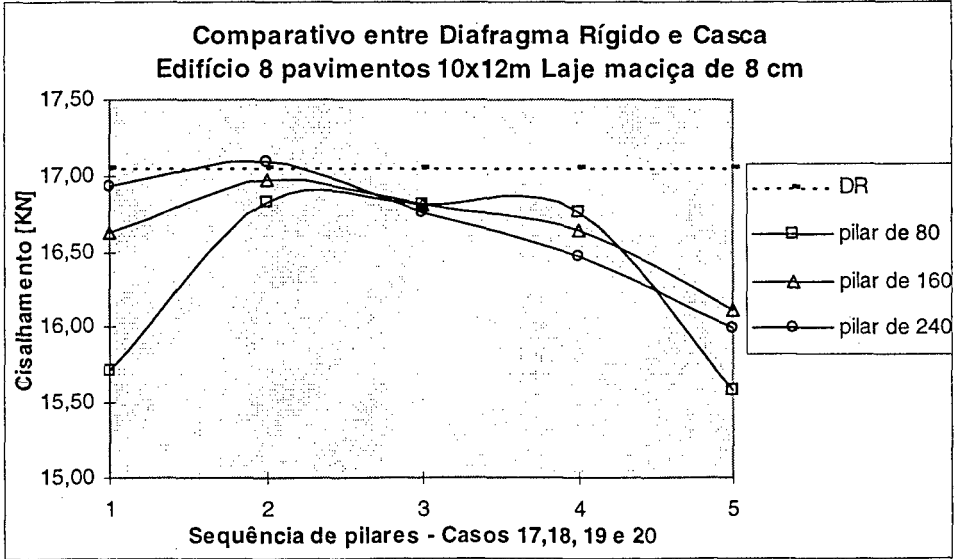


Figura 30

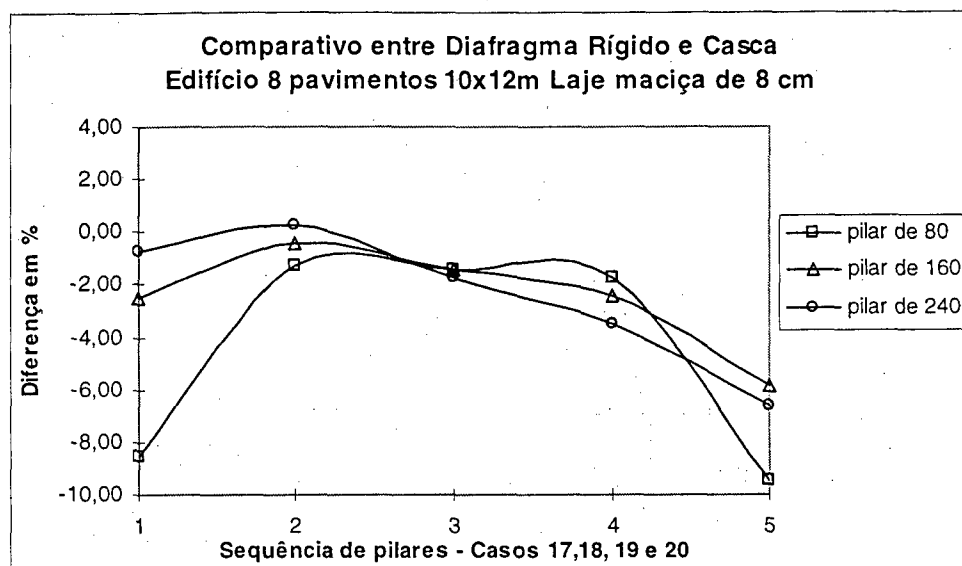


Figura 31

Para os modelos de diafragma flexível observa-se o mesmo comportamento do modelo de 10x12m e quatro pavimentos, o esforço cortante varia devido a deformação do diafragma, mas agora a parcela de deformação por cisalhamento é menor e a de deformação por flexão passa a ser importante, principalmente para o caso de pilares de 80 cm. Este comportamento faz com que, tanto para os pilares de 80 cm quanto para os de 160 e 240 cm, os resultados obtidos com elementos de casca sejam diferentes dos obtidos com elementos planos, que não conseguem capturar a deformação fora do plano das lajes. A diferença nos esforços cortantes entre modelos de diafragma flexível e o modelo de diafragma rígido fica entre 4 e 6 % para pilares de 160 e 240 cm e entre 8 e 10 % para pilares de 80 cm.

Aumentando a espessura da laje para 12 cm no edifício de 10x12m e oito pavimentos, a diferença da solução com diafragma flexível e com diafragma rígido encontrada neste caso para o esforço cortante foi praticamente desprezível para os pilares de 80 e 160 cm, ficando em nenhum caso superior a 5% (ver Figuras 32, 33, 34 e 35), mas fica entre 6 e 8% para pilares de 240cm. Observa-se uma melhora na solução com elementos planos em comparação com de casca para os pilares de 80 cm.

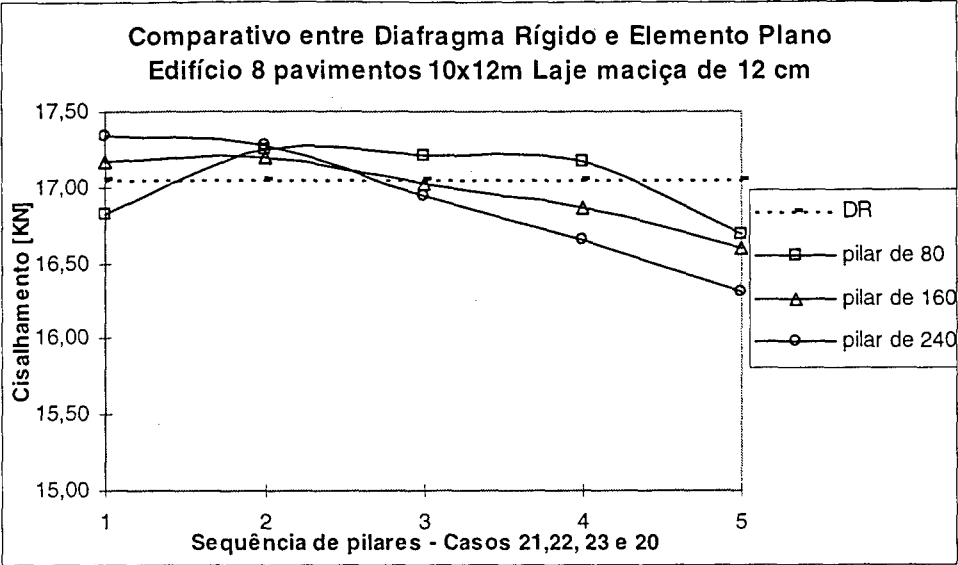


Figura 32

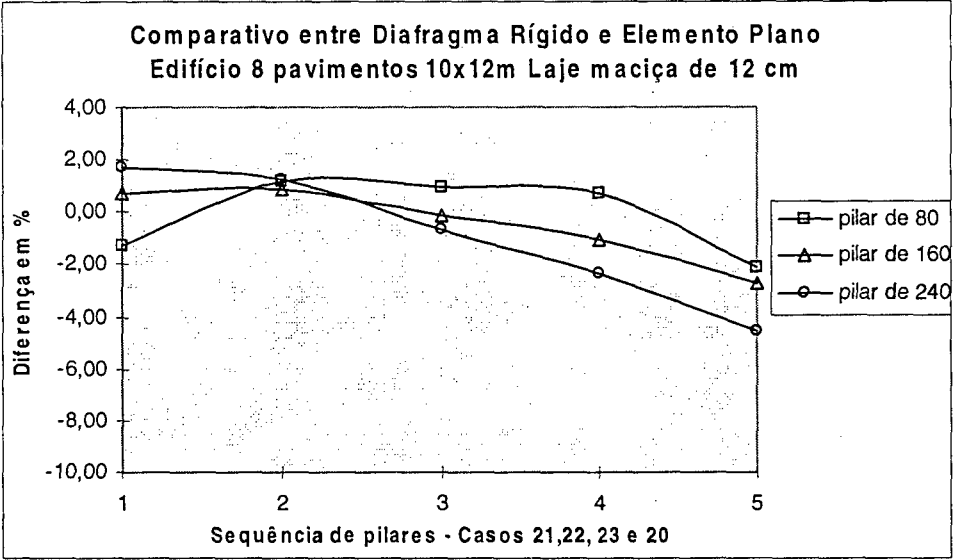


Figura 33

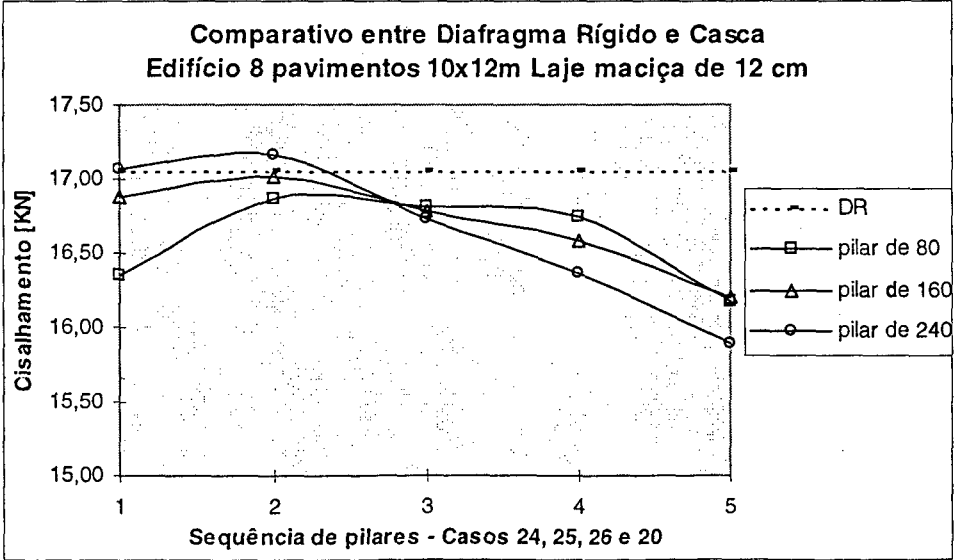


Figura 34

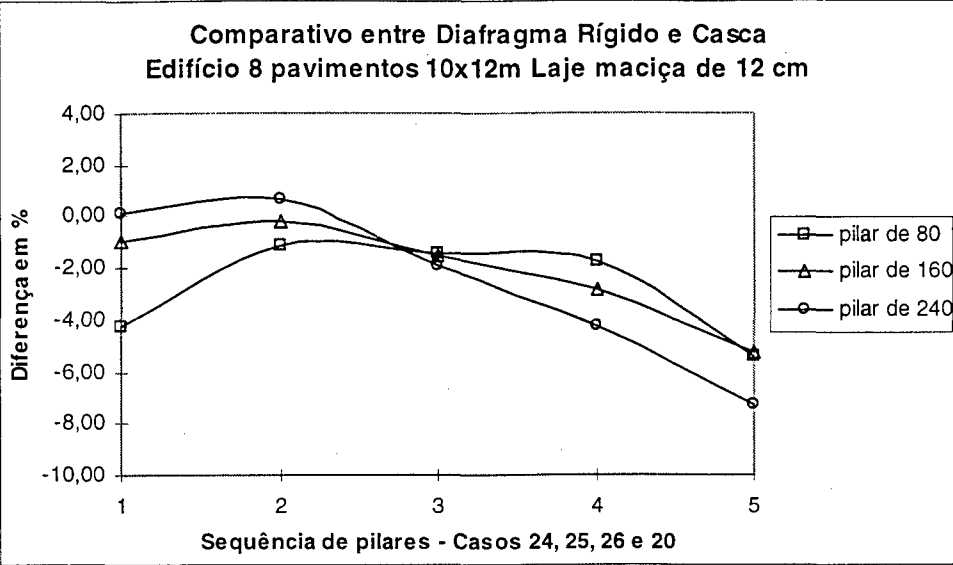


Figura 35

Na Figura 36 está representada a diferença entre as lajes de 8 cm e 12 cm de espessura com elemento de casca. Houve uma diferença pouco significativa no esforço cortante dos pilares para estas duas espessuras que estão entre 1 e 4%. Esta menor diferença em relação ao edifício de 4 pavimentos ocorre pelo fato que nos edifícios mais altos a contribuição da deformação por flexão é mais importante do que para edifícios baixos, então a espessura (rigidez) da laje não influi tanto nos resultados.

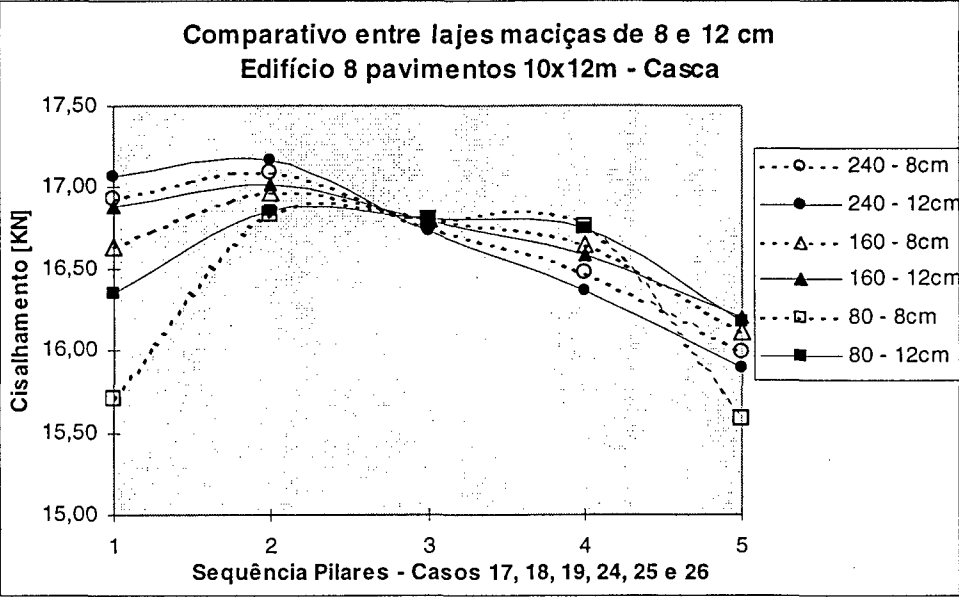


Figura 36

Na análise do edifício de 10x24m com 4 pavimentos e lajes de 8 cm de espessura (ver Figuras 37, 38, 39 e 40), observa-se o mesmo comportamento dos modelos anteriores quanto a distribuição de esforços cortantes nos pilares para diafragma rígido, uma vez que estes também possuem a mesma rigidez. Para os modelos de diafragma flexível, observa-se comportamento igual ao do modelo de 10x12m e quatro pavimentos, obtém-se forças maiores nos pilares próximos a fachada aonde atuam as cargas de vento, devido a maior deformação do diafragma nesta região.

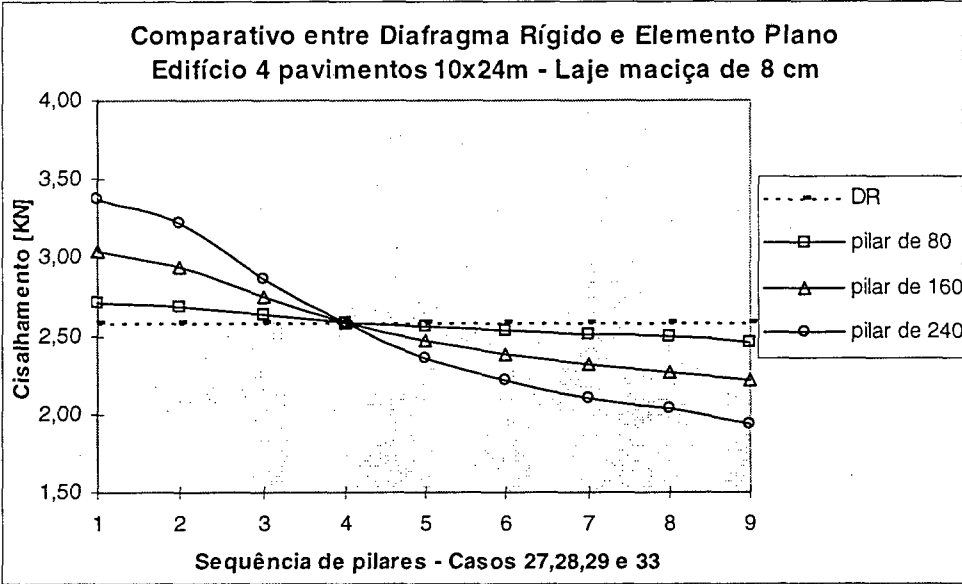


Figura 37

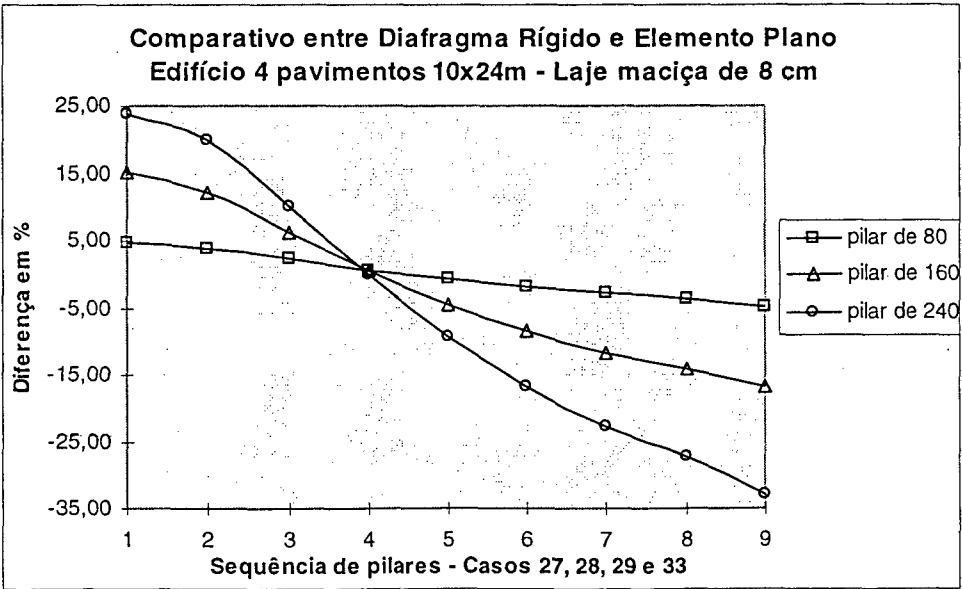


Figura 38

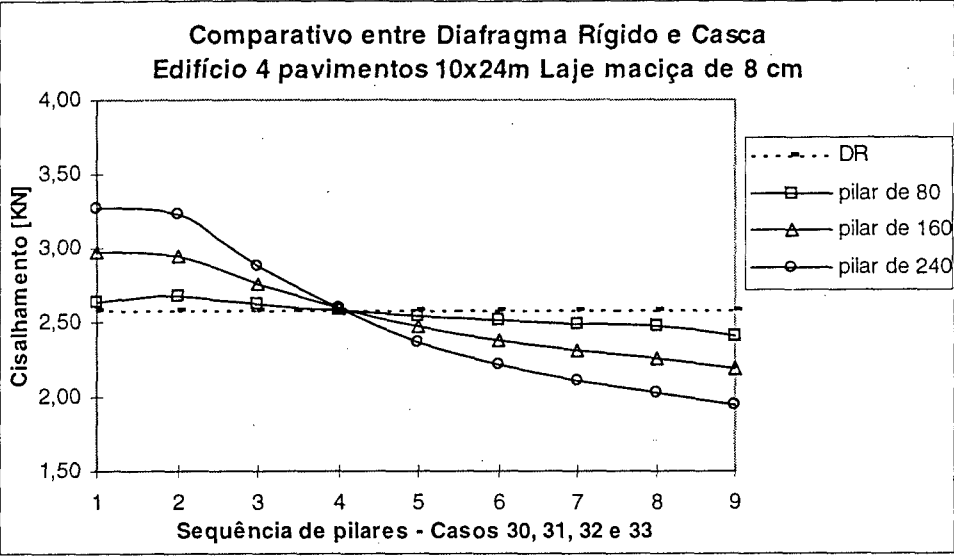


Figura 39

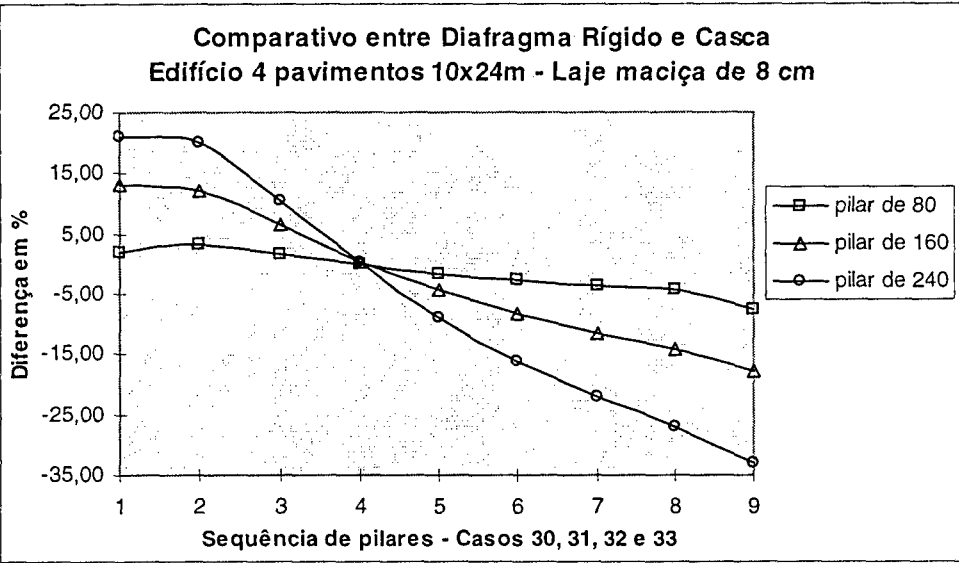


Figura 40

A diferença nos esforços cortantes entre modelos de diafragma flexível e o modelo de diafragma rígido é menor que 5 % para pilares de 80 cm, mas fica entre 10 e 15 % para pilares de 160 cm e chega a mais de 30 % para pilares de 240 cm. Neste modelo, já pode-se notar a influência do formato do edifício para a distribuição de esforços cortantes nos pilares. Os edifícios mais alongados como este e o próximo a ser analisado, de 10x40m, são exemplos da imprecisão da hipótese de diafragma rígido, amplamente adotada no cálculo de edifícios em alvenaria estrutural, indicando a necessidade de uma análise mais precisa.

Com lajes de 12 cm de espessura (ver Figuras 41, 42, 43 e 44), o comportamento é análogo aos casos anterior de edifícios de 4 pavimentos; os modelos com diafragma rígido distribuem igualmente os esforços cortantes para pilares com mesma rigidez e no diafragma flexível nota-se a diferença nesta distribuição que é amenizada pelo aumento da rigidez da laje. Outro fato importante é a influência do formato do edifício, em modelos mais alongados o diafragma flexível difere mais do diafragma rígido quanto à distribuição dos esforços cortantes. Apenas nos pilares de 80 cm de comprimento o comportamento do diafragma ainda pode ser considerado como rígido.

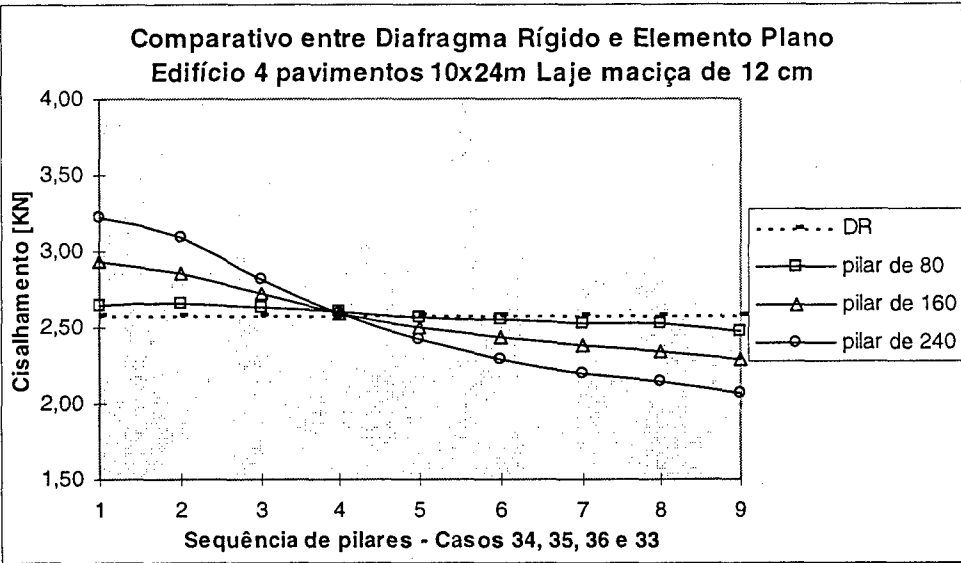


Figura 41

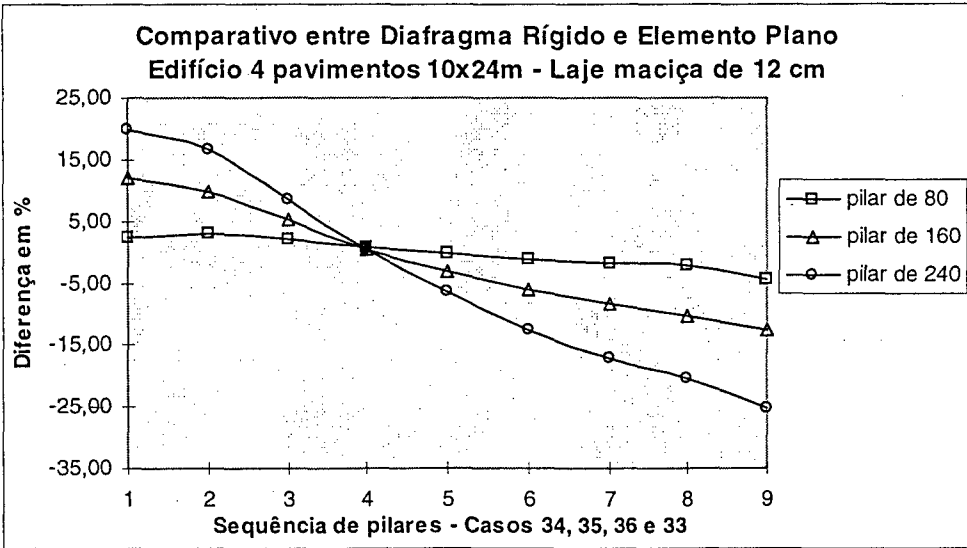


Figura 42

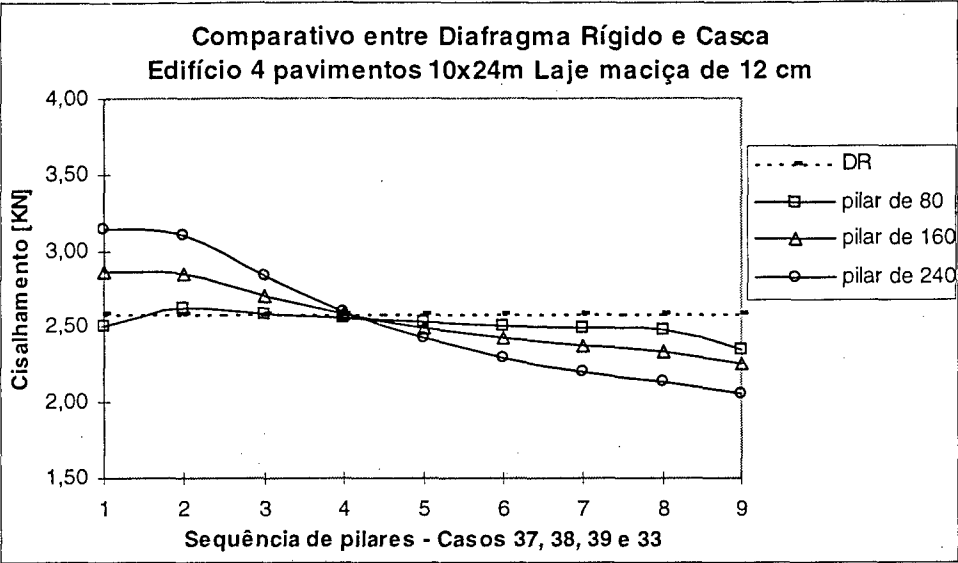


Figura 43

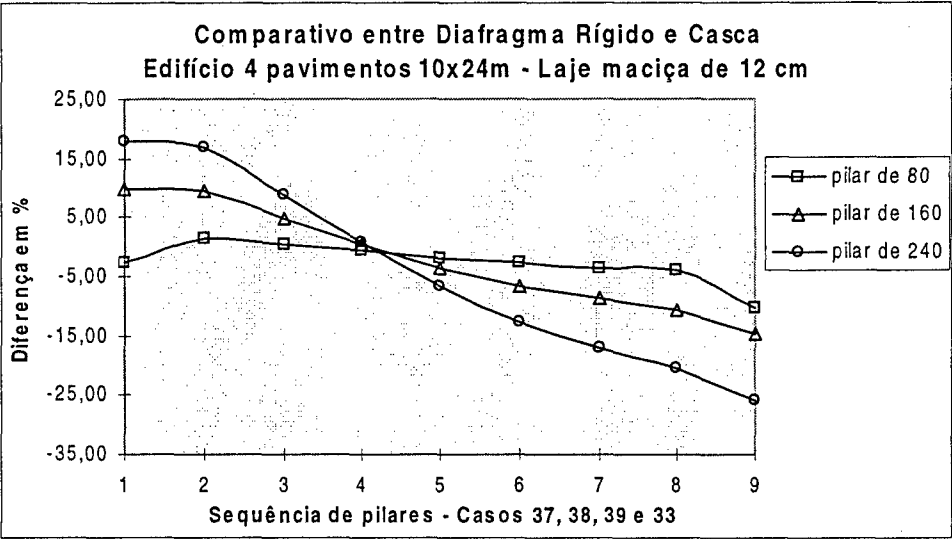


Figura 44

Na Figura 45 apresenta-se o gráfico de comparação entre os modelos com lajes de espessura de 8 e 12 cm, onde pode-se notar o comportamento do diafragma mais próximo do rígido quanto menor a dimensão (rigidez) dos pilares e maior a espessura das lajes.

Neste exemplo, com um formato mais alongado do que o anterior, pode-se notar uma maior diferença em relação à distribuição dos esforços cortante para as mesmas dimensões de pilares.

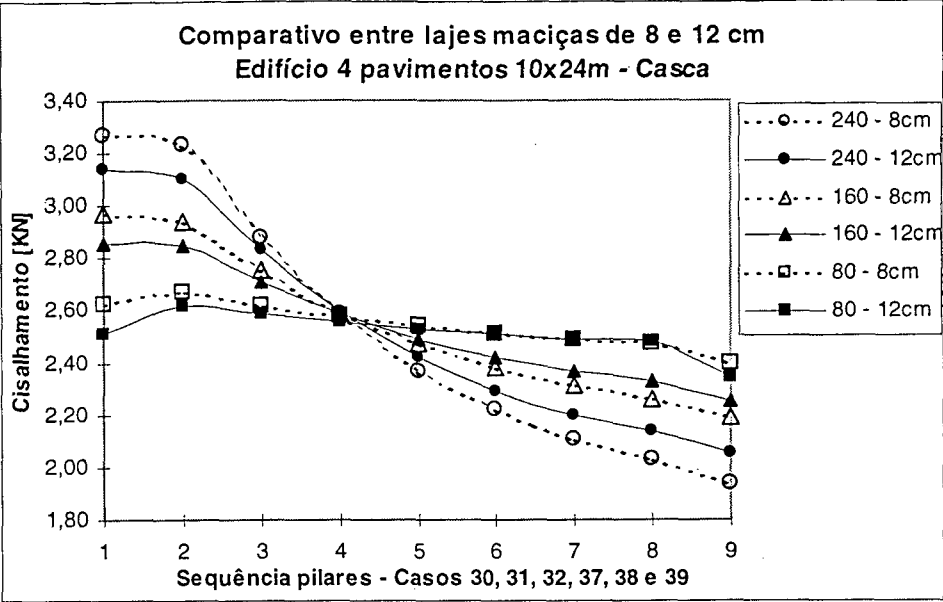


Figura 45

Comentando agora o edifício de 10x40m com 4 pavimentos e lajes de 8 e 12 cm de espessura (ver Figuras 46 à 54), observa-se o mesmo comportamento do modelo anterior quanto à distribuição de esforços cortantes nos pilares tanto para diafragma rígido quanto para diafragma flexível. A diferença entre modelos de diafragma rígido e flexível, considerando o modelo de casca, é menor que 5 % para pilares de 80 cm, fica entre 15 e 25 % para pilares de 160 cm e chega a mais de 40 % para pilares de 240 cm. Neste modelo mais alongado, com dimensões em planta na proporção de 1:4, a diferença na distribuição de esforços cortantes nos pilares é mais acentuada devido ao maior comprimento do edifício e portanto maior deformação axial do diafragma.

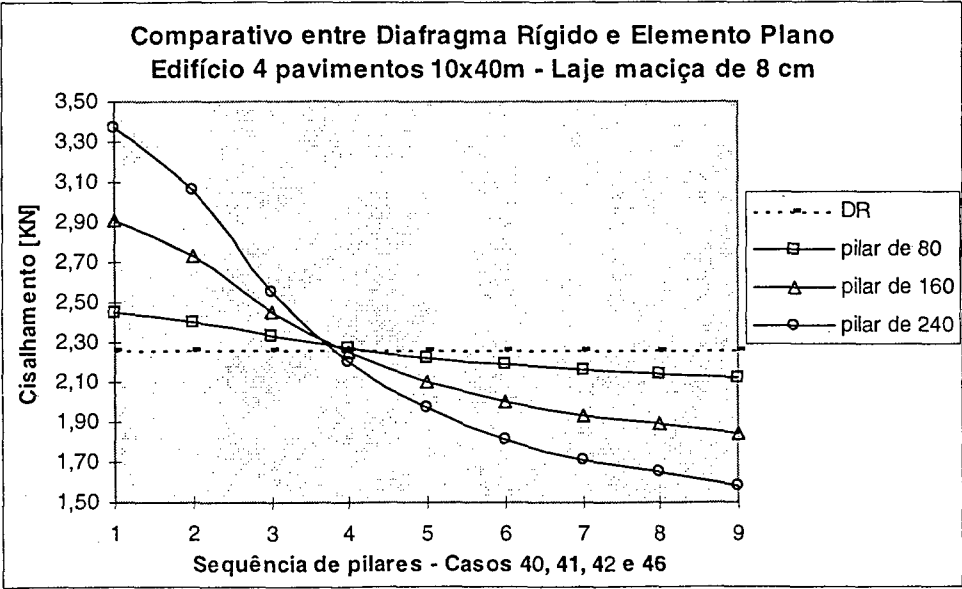


Figura 46

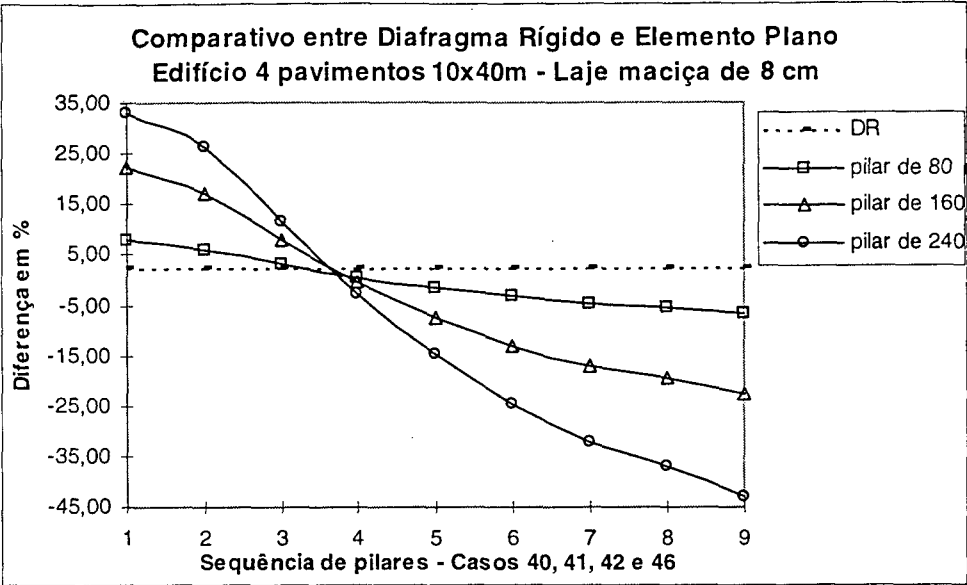


Figura 47

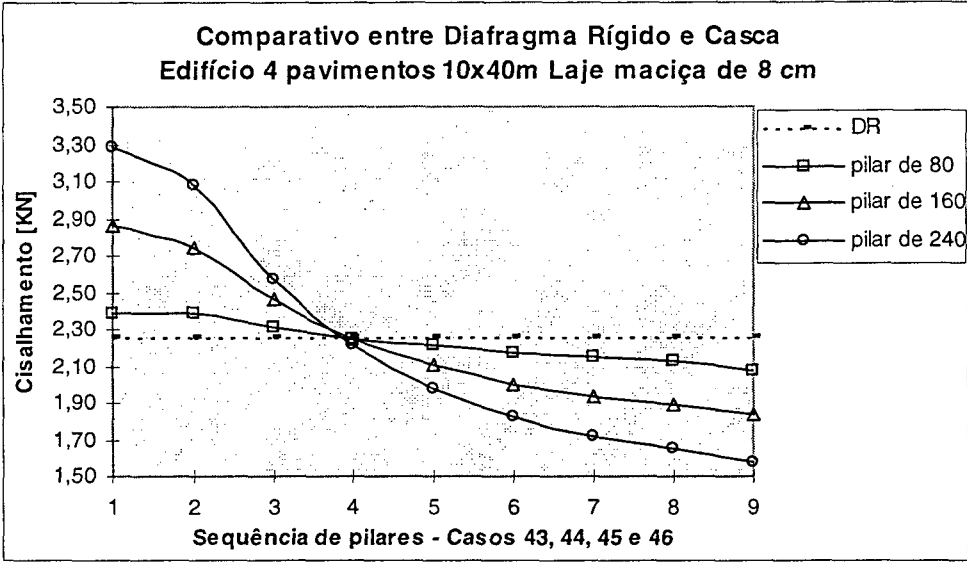


Figura 48

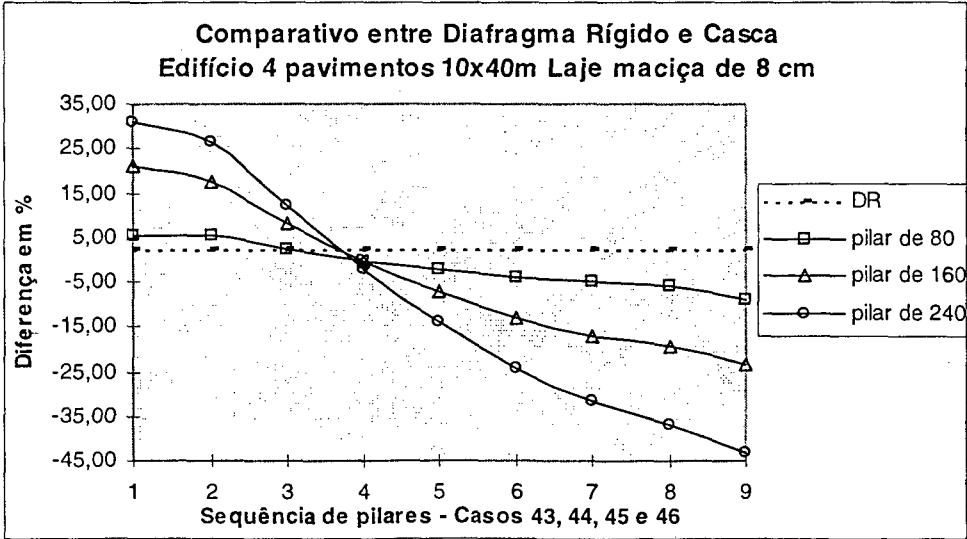


Figura 49

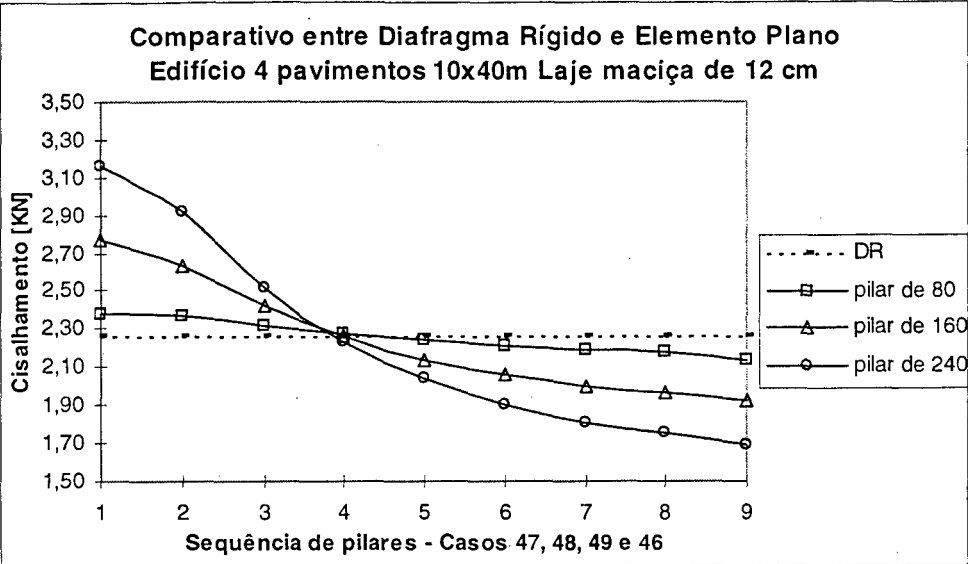


Figura 50

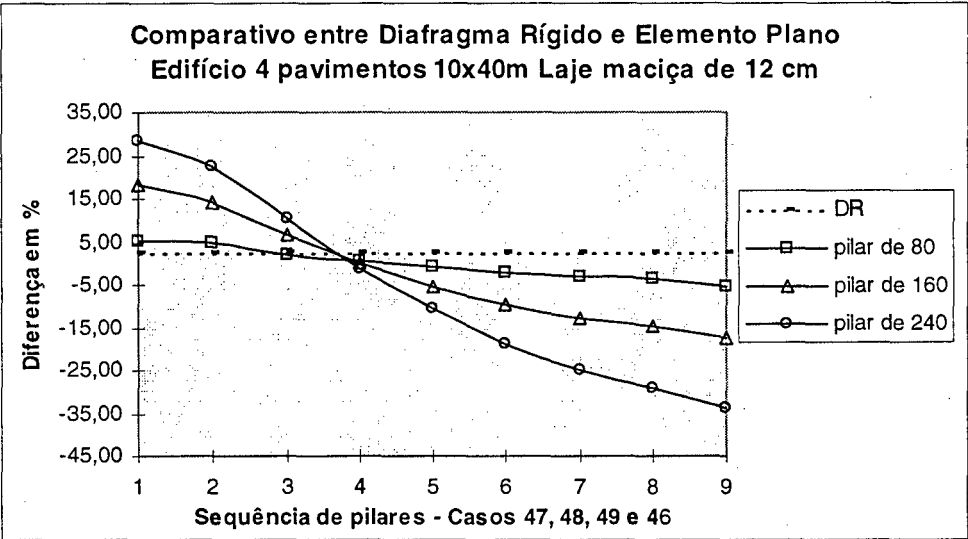


Figura 51

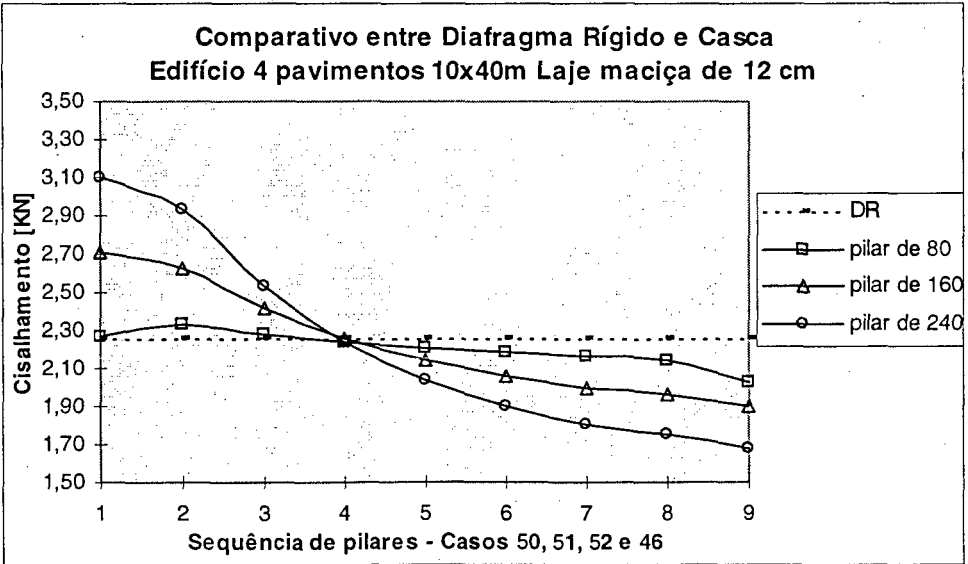


Figura 52

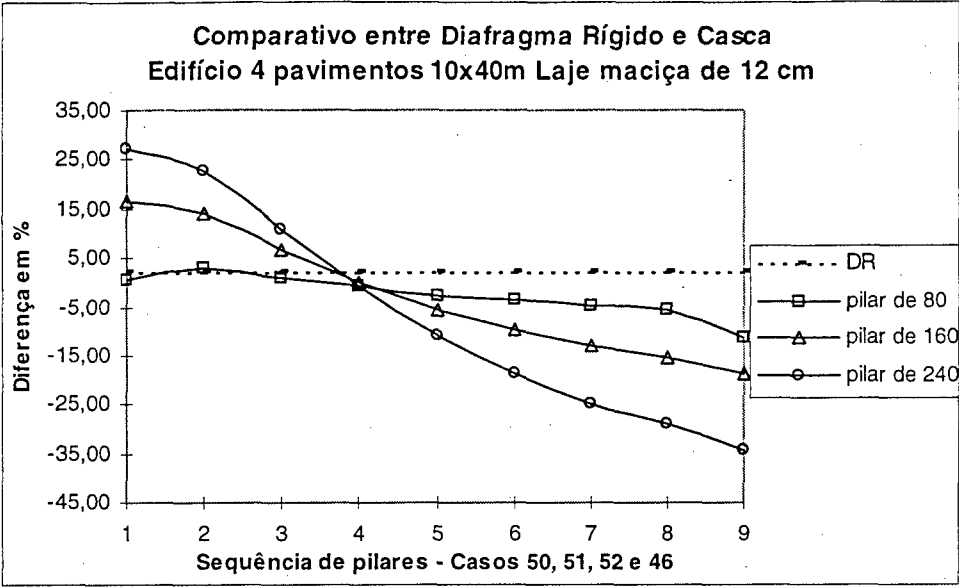


Figura 53

Na Figura 54 apresenta-se o gráfico de comparação entre os modelos com lajes de espessura de 8 e 12 cm modelados com elemento de casca, onde pode-se notar o mesmo comportamento do modelo anterior visto na Figura 45.

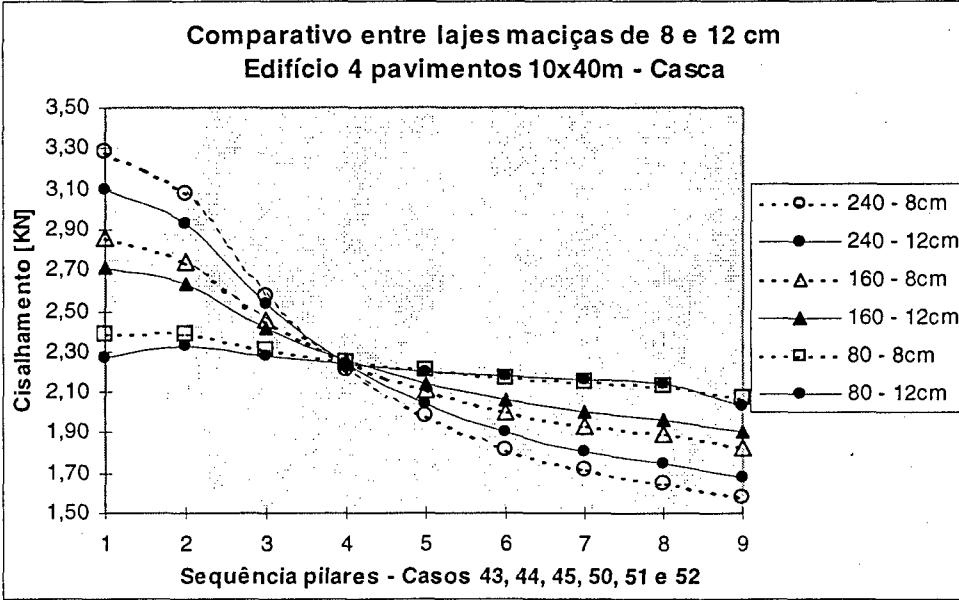


Figura 54

Os resultados encontrados para os casos do edifício de 20x20m com 4 pavimentos e lajes de 8 e 12 cm de espessura (ver Figuras 55 à 63), representam a maior deformação axial do diafragma em edifícios com dimensões maiores, tanto para os modelos alongados (10x24m e 10x40m), quanto para os quadrados. A diferença nos esforços cortantes entre modelos de diafragma flexível e o modelo de diafragma rígido é menor que 5 % para pilares de 80 cm, mas fica entre 10 e 15 % para pilares de 160 cm e chega a mais de 15 % para pilares de 240 cm. Quanto a distribuição de esforços cortantes nos pilares ainda observa-se o mesmo comportamento dos modelos anteriores para o modelo de diafragma rígido.

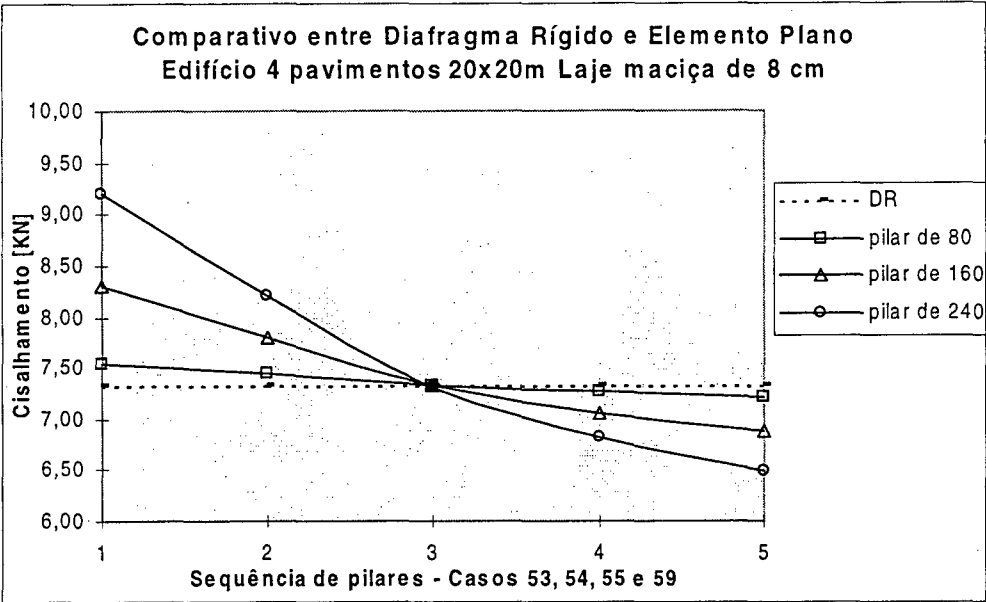


Figura 55

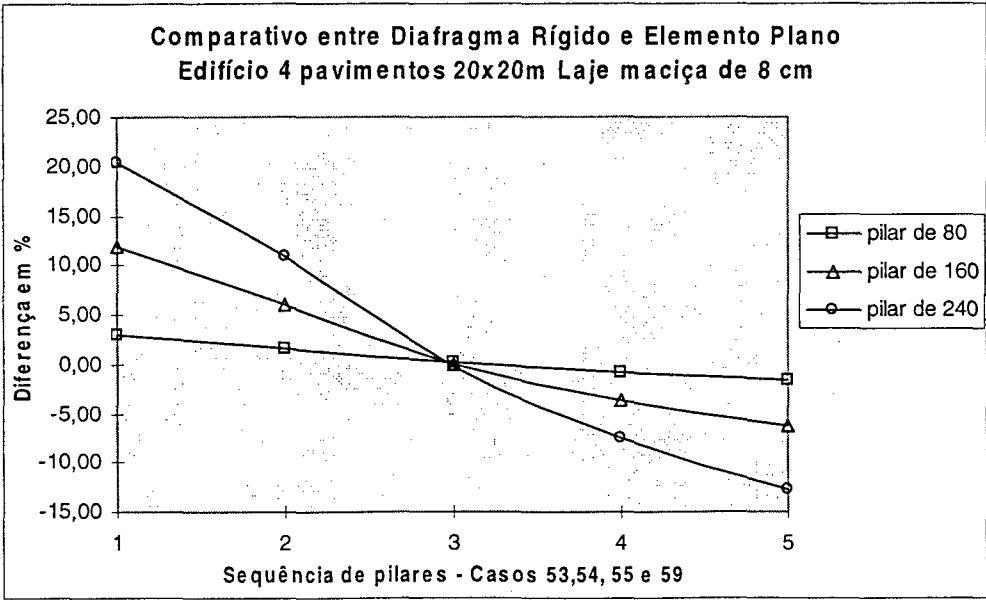


Figura 56

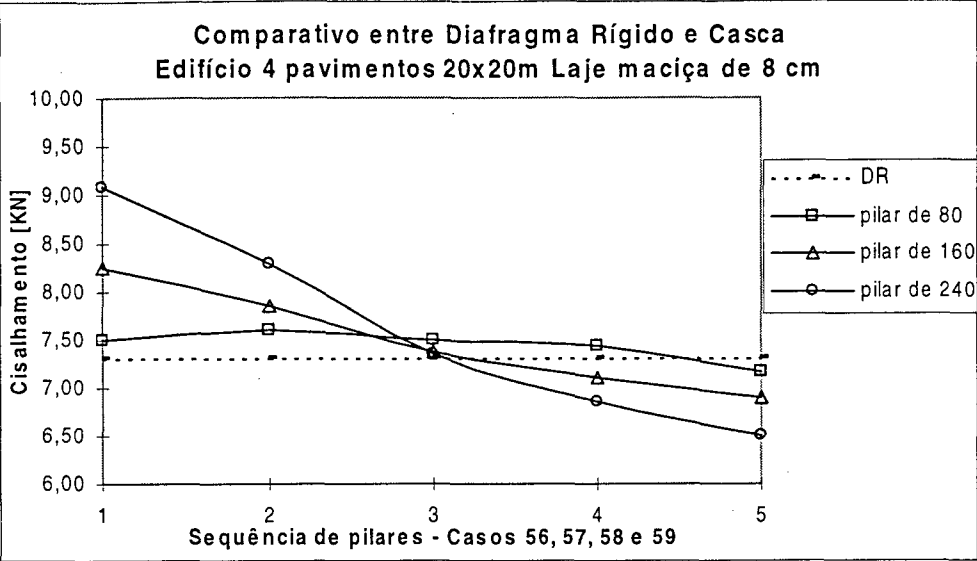


Figura 57

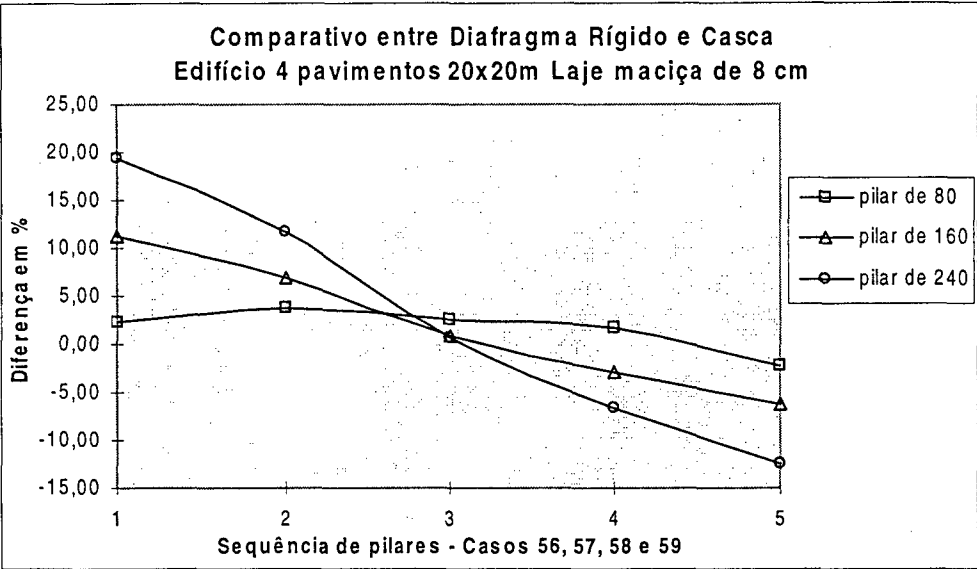


Figura 58

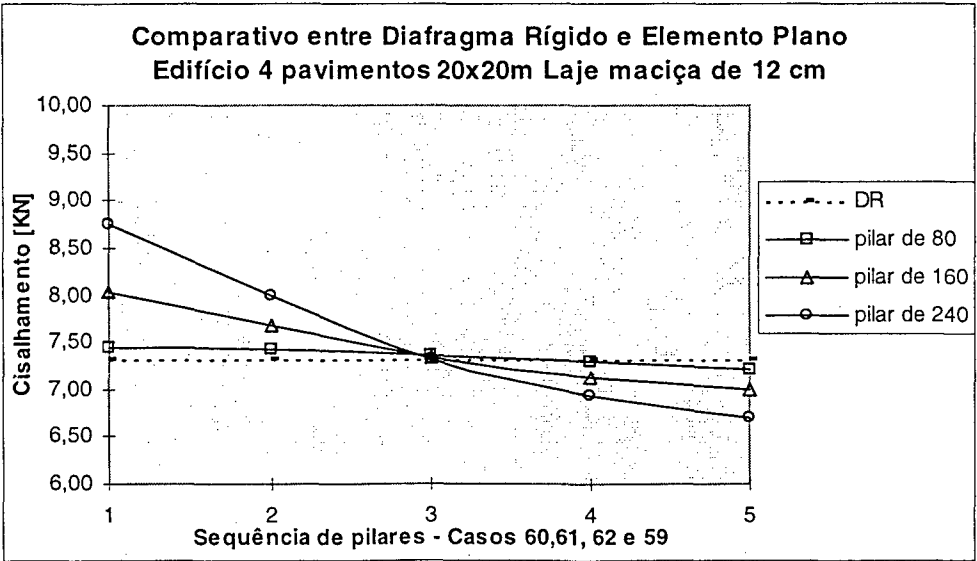


Figura 59

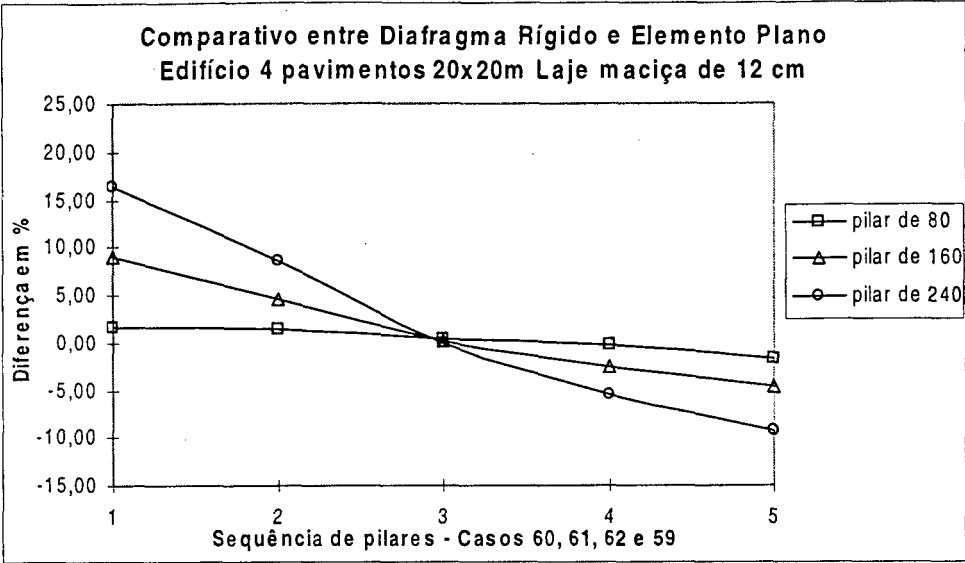


Figura 60

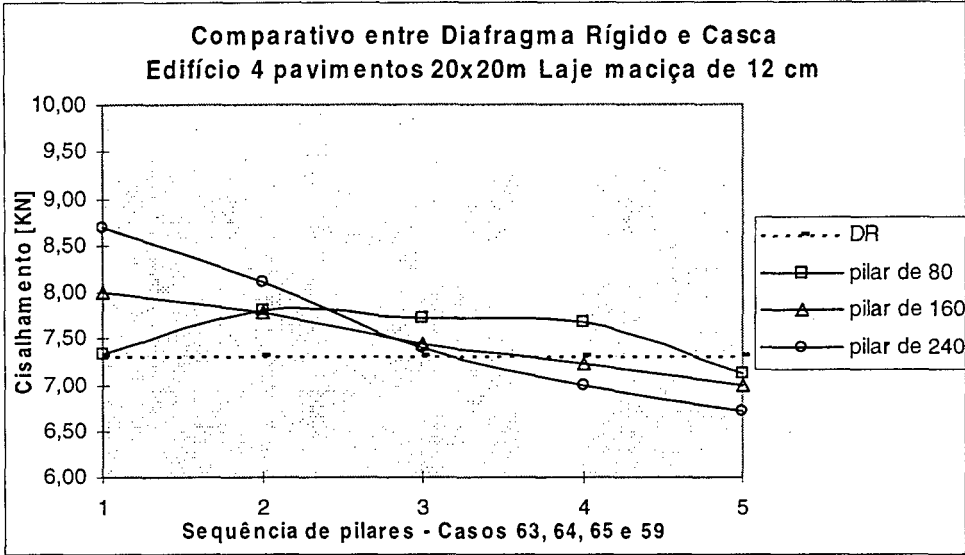


Figura 61

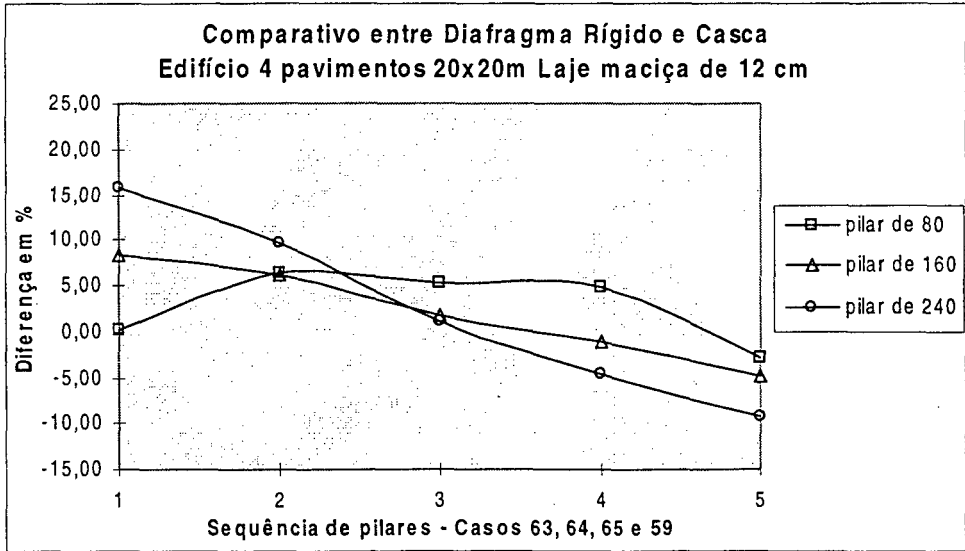


Figura 62

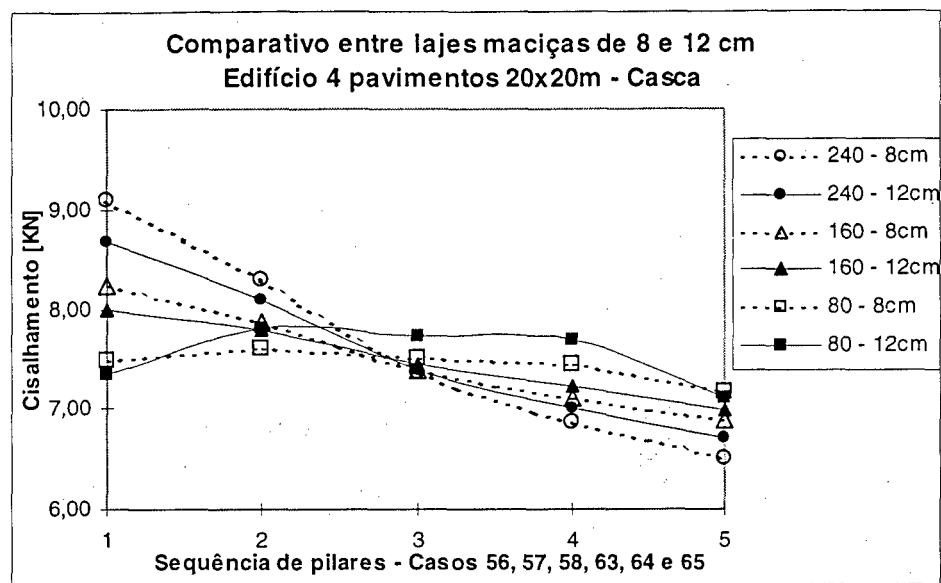


Figura 63

Para os modelos de diafragma flexível do edifício de 20x20m e oito pavimentos (ver Figuras 64 à 72), observa-se um comportamento semelhante ao do modelo de 10x12m e oito pavimentos; o esforço cortante varia devido a deformação do diafragma e a parcela de deformação por flexão passa a ser importante, mas neste caso, como as dimensões do edifício são maiores em relação ao edifício de 10x12m (ver Figuras 14 e 17), ainda observa-se a diferença nos esforços dos pilares de 160 e 240cm, provocados pela deformação por cisalhamento. A deformação por flexão faz com que os resultados obtidos para os pilares de 80 cm com elementos de casca sejam diferentes dos obtidos com elementos planos, pelo motivo citado anteriormente. A diferença nos esforços cortantes entre modelos de diafragma flexível e o modelo de diafragma rígido fica entre 2 e 5 % para pilares de 160 cm e não passa de 10% para pilares de 240 cm. Para pilares de 80 cm o comportamento do diafragma flexível quase igualou-se ao do diafragma rígido.

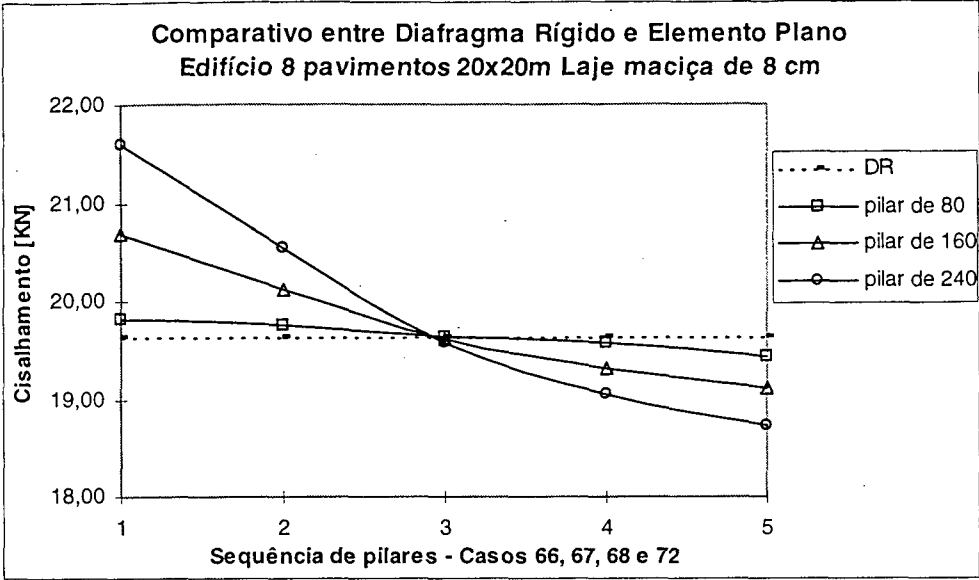


Figura 64

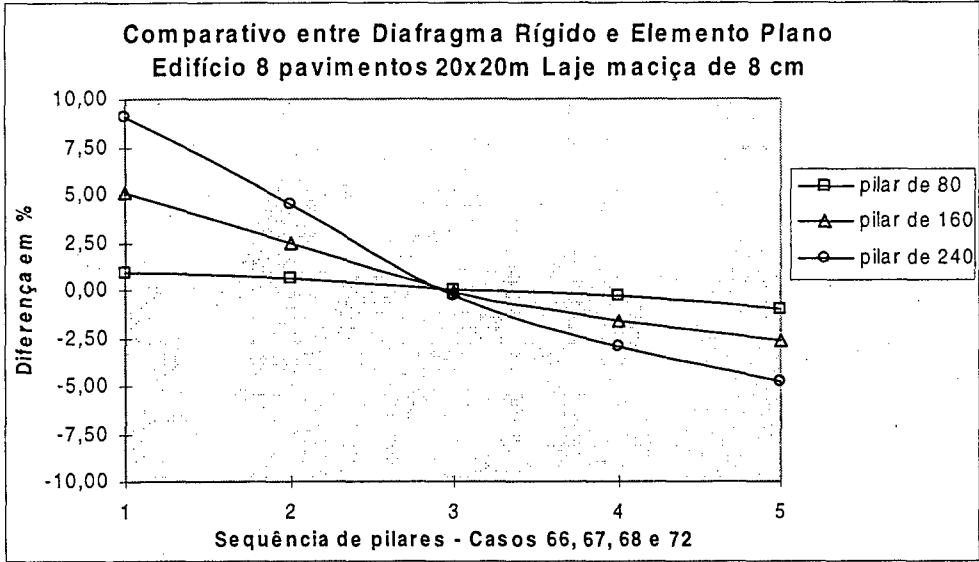


Figura 65

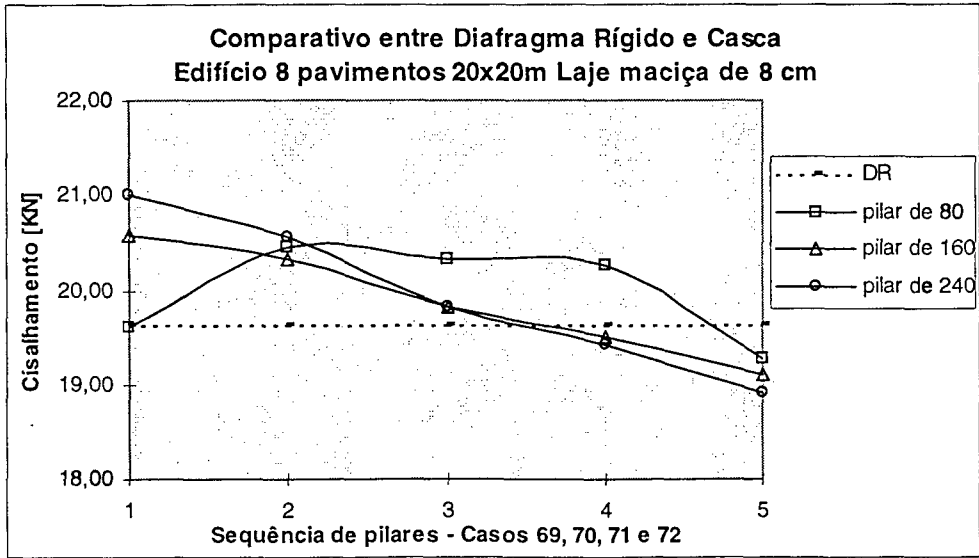


Figura 66

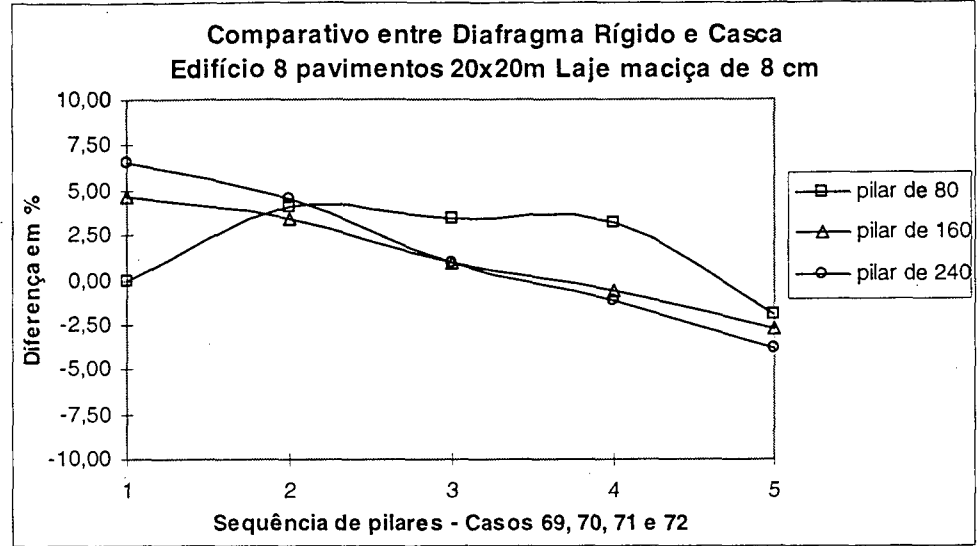


Figura 67

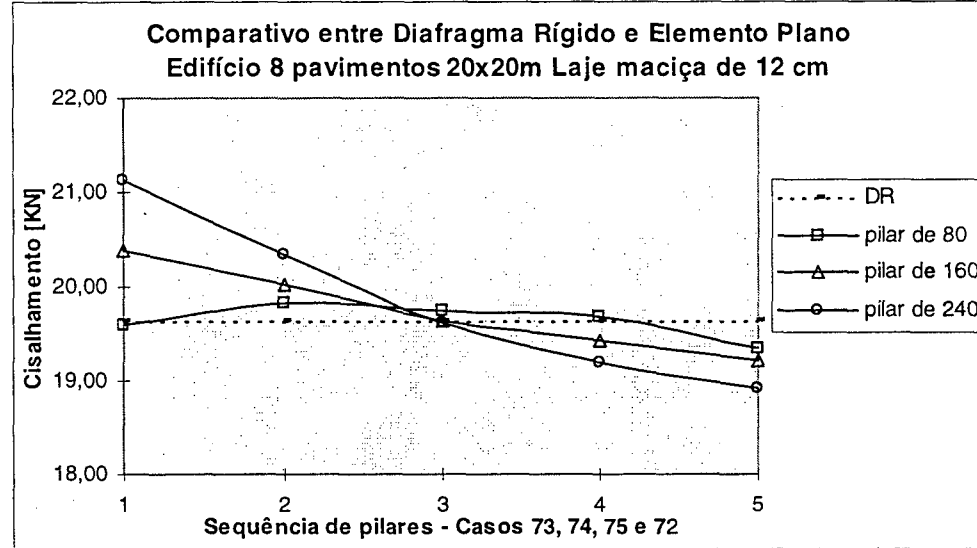


Figura 68

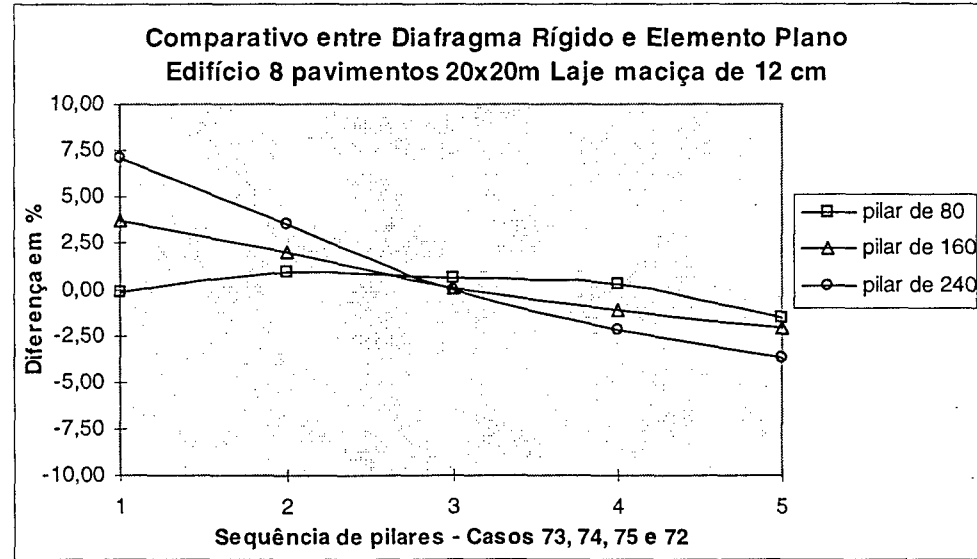


Figura 69

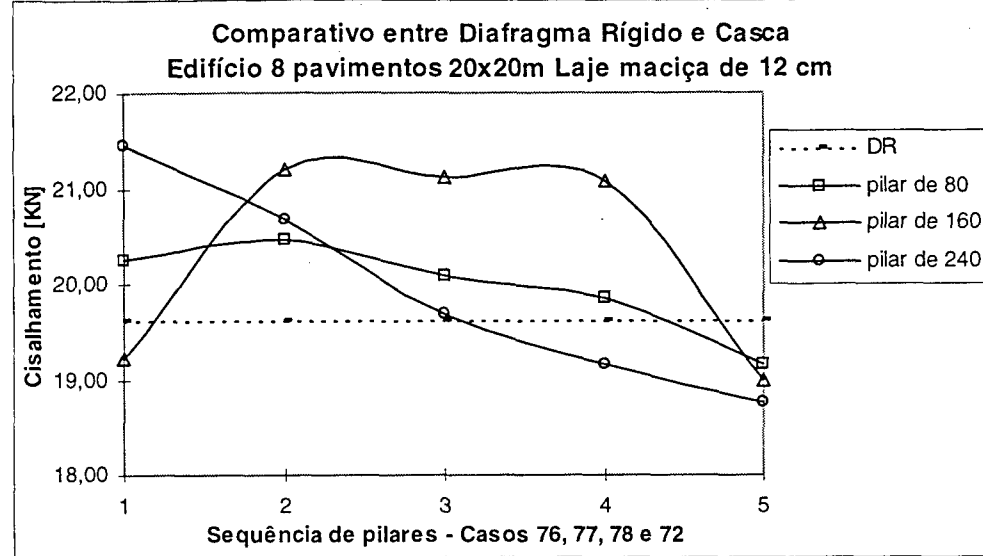


Figura 70

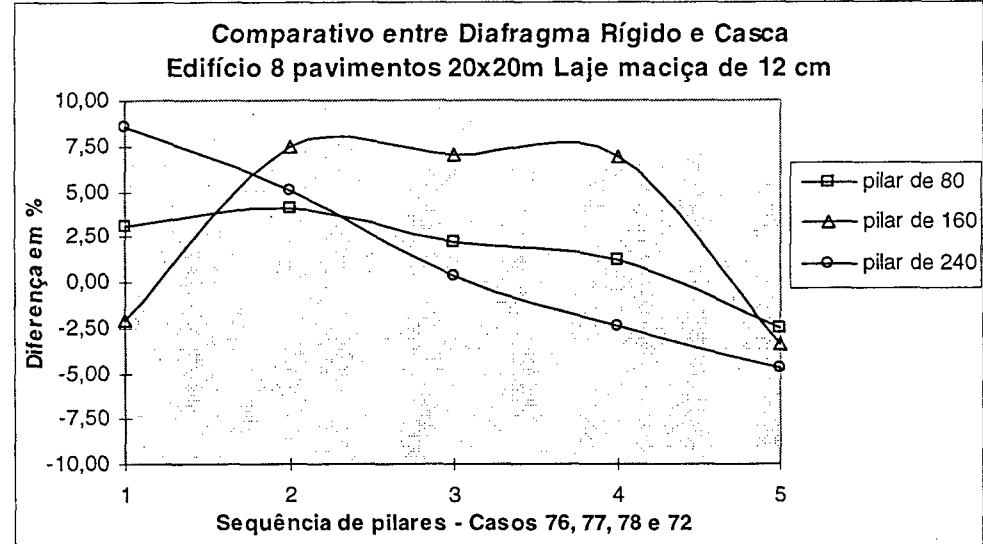


Figura 71

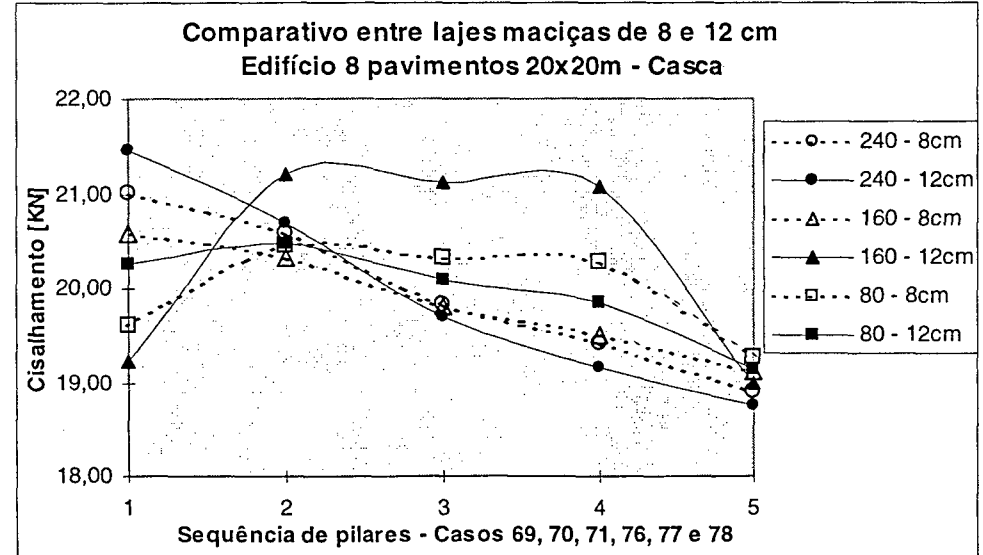


Figura 72

3.6.5- Conclusões

Neste estudo foi investigado o efeito de modelagem de diafragmas na distribuição de esforços cortantes nos pilares-parede de edifícios submetidos a cargas laterais. Foram consideradas 6 geometrias de edifícios, 2 espessuras de laje e 3 comprimentos de pilares diferentes, perfazendo um total de 78 casos analisados. Tendo em vista que para todos os edifícios o sistema estrutural é simétrico, todos os diafragmas sofrem apenas translação, não há rotação.

Com relação ao modelo de diafragma flexível, de uma maneira geral o modelo de elementos planos fornece solução semelhante ao modelo com elementos de casca, a não ser nos casos em que a deformação por flexão nos pilares e por flexão fora do plano das lajes for importante, como ocorreu nos casos analisados com pilares de 80cm de comprimento.

Considerando que o modelo de diafragma flexível com elementos de casca fornece a solução mais precisa, e considerando aceitável uma diferença de até 10 % entre esta solução e a fornecida pelo modelo de diafragma rígido, pode-se concluir, para os casos analisados, que a hipótese de diafragma rígido:

- é aceitável para edifícios quadrados ou aproximadamente quadrados, seja de 10x12m ou de 20x20m, de 8 pavimentos, para pilares entre 80 e 240cm de comprimento;
- é aceitável para edifícios quadrados ou aproximadamente quadrados, seja de 10x12m ou de 20x20m, de 4 pavimentos, para pilares entre 80 e 160cm de comprimento; mas não é aceitável para pilares de 240cm ou mais longos;
- não é aceitável para edifícios retangulares alongados, seja de 10x24m ou de 10x40m, de 4 pavimentos, para pilares de 160 a 240cm, sendo apenas aceitável para pilares de 80cm;
- é mais próxima da realidade quanto mais espessa for a laje.

Ressalta-se que em edifícios usuais de concreto armado, em que os pilares são bem menos rígidos, costuma ser válida a hipótese de que as lajes funcionam como um diafragma rígido no seu plano (LIN, 1999) (ANTUNES E MARTINS, 2000) (BEZERRA E ANTUNES, 1995). E no caso de edifícios altos de concreto armado, passa a ser maior a deformação por flexão das lajes fora do plano sob cargas horizontais (ANTUNES E MARTINS, 2000), sendo

mais apropriado neste caso modelar os pavimentos com elementos de placa, usando a restrição de diafragma rígido no plano das lajes.

Como neste estudo adotou-se o módulo de elasticidade do concreto para os pilares-parede em vez do módulo da alvenaria (muito menor do que o módulo do concreto) não seria possível estudar-se diretamente os resultados aqui obtidos para edifícios de alvenaria estrutural. No entanto a rigidez à flexão da parede varia linearmente com o módulo de elasticidade e com o cubo de seu comprimento, sendo que em edifícios de alvenaria estrutural é mais usual paredes com comprimento superior a 160cm. Além disto a rigidez relativa entre diafragma e pilares-parede depende muito da geometria do edifício e é mais usual edifícios mais baixos e alongados em alvenaria estrutural. Portanto a hipótese de diafragma rígido, comum em projetos estruturais de edifícios de alvenaria estrutural deve ser questionada na maioria dos casos usuais, pois para edifícios baixos e alongados com pilares-parede longos a deformação do diafragma passa a ser significativa.

A partir dos resultados obtidos neste estudo, escolheu-se o elemento plano de 4 nós para a modelagem de lajes de edifícios de alvenaria estrutural.

Apresenta-se no próximo capítulo a formulação do superelemento diafragma, que é formado por elementos planos e será implementado computacionalmente no módulo DIAFRAGMA do programa EDALV, a ser descrito no capítulo 5. No capítulo 6 a hipótese de diafragma rígido será verificada novamente, mas para alguns exemplos de edifícios usuais de alvenaria estrutural.

CAPÍTULO 4 – FORMULAÇÃO DO SUPERELEMENTO DIAFRAGMA

Quando uma estrutura possui muitos elementos e nós para ser analisada diretamente, ela pode ser dividida em subestruturas menores que podem ser manipuladas mais convenientemente. O analista estrutural inconscientemente faz isto quando considera uma estrutura reticulada sendo composta por um número de membros individuais. O sucesso deste procedimento depende do modo como se selecionam as subestruturas. É também necessária uma renumeração criteriosa dos graus de liberdade de cada subestrutura, bem como da estrutura que resulta da conexão das subestruturas. Eventualmente é interessante se eliminar graus de liberdade internos de um elemento, tornando sua matriz de rigidez mais compacta. Para esta finalidade, deve-se proceder a uma condensação estática da matriz de rigidez. Em estruturas com um elevado número de graus de liberdade a condensação estática pode conduzir a uma grande economia de memória destinada ao armazenamento de matrizes, bem como a uma mais rápida resolução do problema. A economia de memória resultante da condensação estática torna-se mais evidente quando se procede também à renumeração dos nós, devido ao fato desta renumeração minimizar a largura de banda da matriz de rigidez. Esta renumeração conduz também a uma economia de tempo de processamento pois evita cálculos desnecessários com coeficientes nulos da matriz de rigidez na resolução de sistemas de equações de equilíbrio da estrutura. A subestruturação pode viabilizar a análise de estruturas com milhares de graus de liberdade em micro-computadores de médio porte.

Neste capítulo será utilizada a técnica de subestrutura para desenvolver um superelemento diafragma, que será utilizado para modelar as lajes dos edifícios de alvenaria estrutural.

4.1- Técnica de Subestrutura

A subestruturação é conceituada como a divisão de uma estrutura em regiões menores ou subestruturas. Esta divisão pode recursivamente ser estendida para o interior de determinadas subestruturas, criando-se assim, uma subestruturação em vários níveis. As subestruturas que

compõem diretamente a estrutura pertencem ao primeiro nível da subestruturação, sendo que à medida que as subdivisões se aprofundam para o interior das subestruturas, formam-se os níveis mais baixos, até o último nível que é formado exclusivamente por elementos básicos, como por exemplo, elementos finitos de casca ou de estado plano de tensões.

Para a modelagem de edifícios de alvenaria estrutural, visando a implementação no programa EDALV, serão utilizadas apenas subestruturas pertencentes ao primeiro nível, denominadas superelementos (painéis e diafragmas), conforme ilustra a Figura 73.

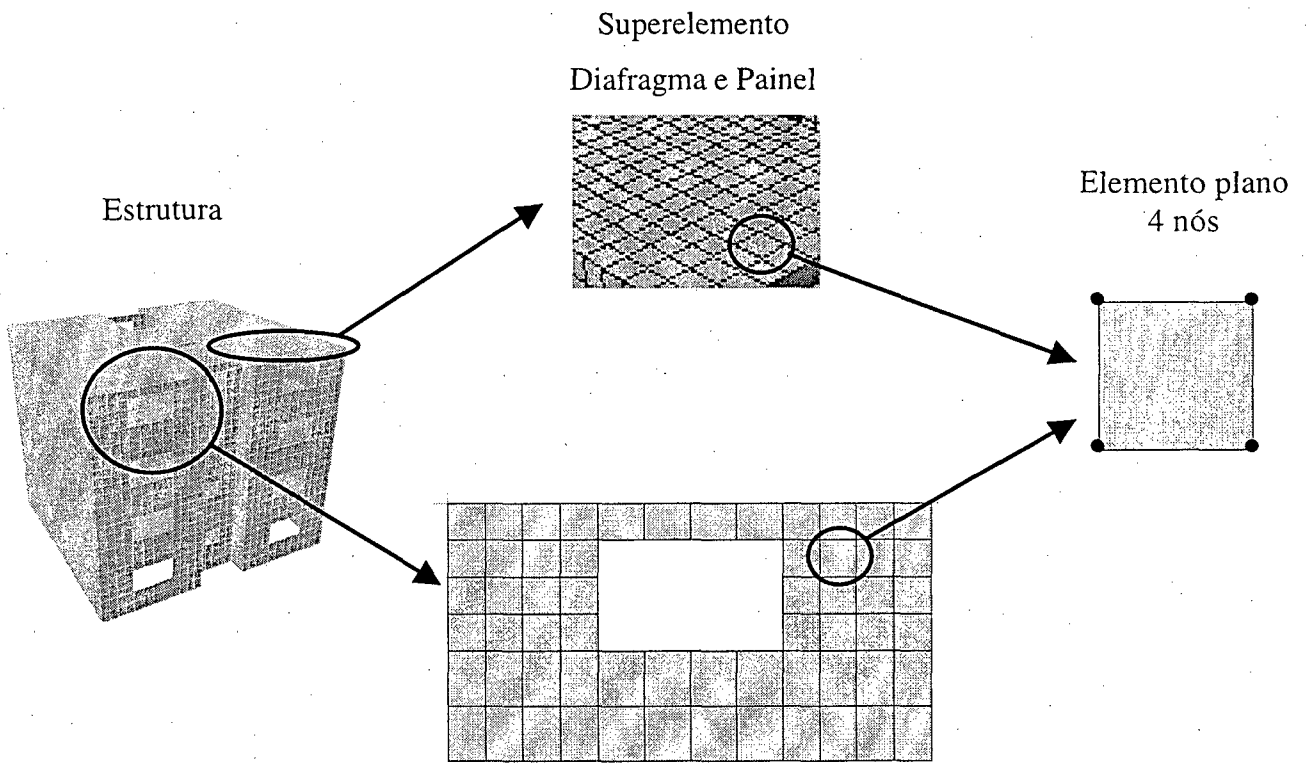


Figura 73- Exemplo de subestruturação de um edifício de alvenaria estrutural

Inicialmente, cada subestrutura é analisada de forma isolada, por meio de um processo de condensação estática. Mediante este processo, são estabelecidas relações entre deslocamentos e forças aplicadas nos seus nós de contorno, constituindo-se a matriz de rigidez condensada nos seus graus de liberdade externos. Além disso, as cargas nodais equivalentes a cargas aplicadas ao longo de toda a subestrutura, também são condensadas nos seus nós externos.

Uma vez feita a condensação estática de todas as subestruturas, efetua-se a montagem da matriz de rigidez e do vetor de cargas nodais equivalentes da estrutura global. Assim o sistema de equações a ser resolvido tem como incógnitas somente os deslocamentos dos graus de liberdade externos de cada subestrutura, tendo-se portanto, uma quantidade muito menor de incógnitas, se comparada à uma análise sem subestruturação.

Com a solução do sistema de equações, determina-se os deslocamentos dos graus de liberdade externos dos super elementos, podendo-se então analisá-los separadamente. Conhecidos os deslocamentos dos graus de liberdade externos, calculam-se os deslocamentos dos nós internos e, em seguida, as tensões em seus elementos constituintes.

A seguir apresenta-se, de forma esquemática, o funcionamento da subestruturação e da condensação de matrizes.

Uma subestrutura é igual a um simples membro, mas ela é usualmente escolhida como uma grande unidade consistindo de um grupo de membros, ou seja, um super elemento. As interações entre cada grupo de membros nos pontos de conexão representam um papel igual as interações de membros reticulados individuais nos nós. Considera-se que uma determinada estrutura é dividida em duas subestruturas pela introdução de conexões temporárias restringidas nos nós que unem as duas partes. A Figura 74 mostra três das muitas possibilidades de escolha para divisão de uma treliça plana. As conexões restringidas imaginárias indicadas na Figura 74 são escolhidas de tal forma que cada subestrutura fique temporariamente isolada da outra, e cada parte pode ser manipulada separadamente na primeira fase da análise. As interações entre as duas subestruturas são determinadas pelo cálculo dos deslocamentos dos nós de junção, e esta parte da análise pode ser considerada como sendo uma correção da primeira fase (WEAVER, 1967).

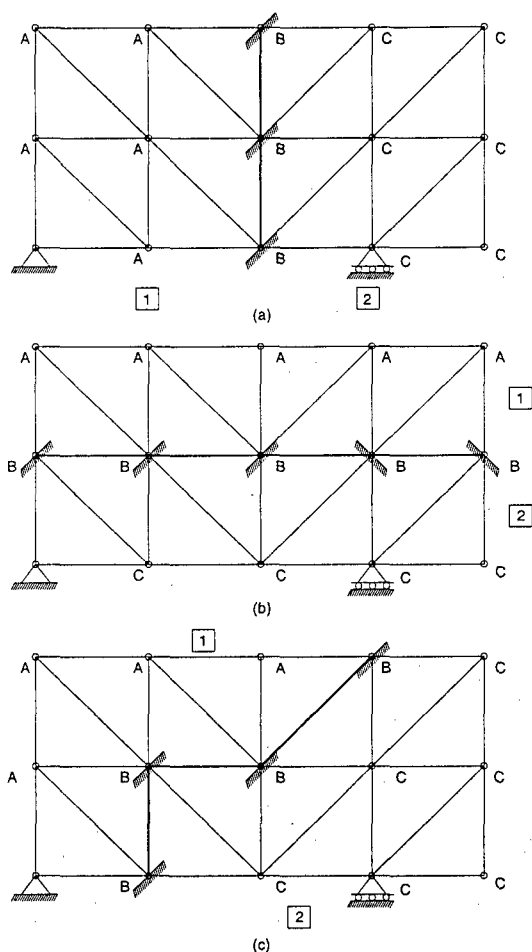


Figura 74 - Divisão de uma treliça plana em duas subestruturas (WEAVER, 1967)

Um diagrama de conexão esquemático para uma estrutura dividida em duas subestruturas aparece na Figura 75, sendo que os círculos denominados A e C representam os graus de liberdade livres nas subestruturas 1 e 2, respectivamente. Estes nós que conectam as duas partes da estrutura são representados pelo círculo duplo chamado de B. Os nós na Figura 74 são também denominados de A, B e C de acordo com a sua localização na estrutura. O diagrama de conexão na Figura 75 incorpora todos os graus de liberdade da estrutura mas não inclui as restrições de apoio. Se os nós são numerados na sequência indicada pelo diagrama, a matriz de rigidez para os graus de liberdade terá a forma demonstrada na Figura 76. A contribuição das rigidezes das estruturas 1 e 2 estão representadas pelas hachuras quadradas, e a matriz é dividida e denominada de maneira análoga ao diagrama de conexão na Figura 75. Os dois quadrados na Figura 76 se interceptam representando os nós de conexão.

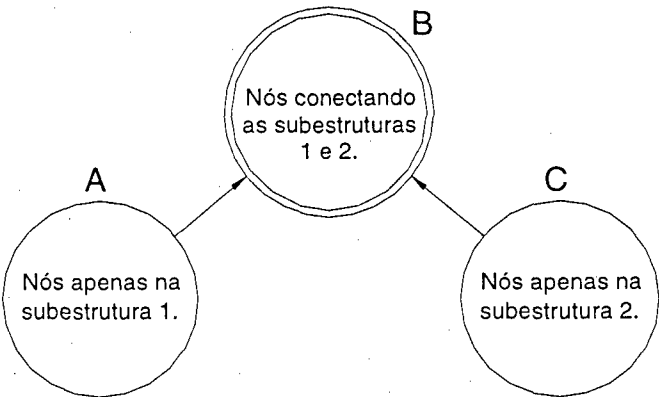


Figura 75 - Diagrama de conexão para duas subestruturas (WEAVER, 1967)

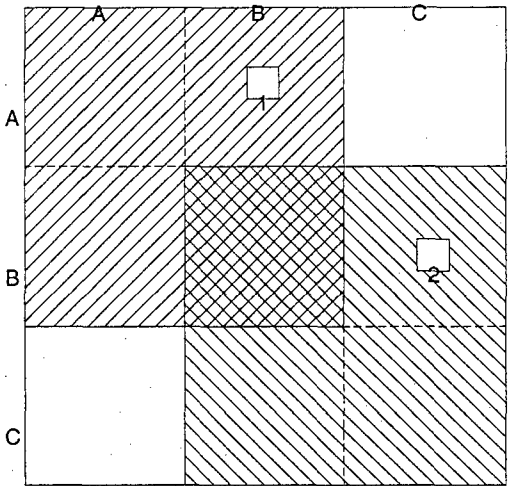


Figura 76 - Forma da matriz de rigidez para duas subestruturas (WEAVER, 1967)

Como um sistema estrutural é dividido em várias subestruturas, a matriz de rigidez global de um edifício será formada pela contribuição das matrizes de rigidez de todas as subestruturas que compõem a estrutura. Caso seja aplicada a condensação estática nos elementos constituintes destas subestruturas, a matriz de rigidez global da estrutura será formada pela contribuição das matrizes de rigidez de todas as subestruturas da estrutura na forma condensada, denominadas super elementos, conforme formulação apresentada a seguir.

4.2- Formulação do Superelemento - Condensação Estática Linear

Nesta dissertação utiliza-se o elemento plano retangular de 4 nós bilinear para a discretização de edifícios de alvenaria estrutural. Este elemento é conhecido por elemento bilinear, pois suas funções de interpolação são o produto de 2 polinômios lineares, mas também é chamado de elemento de Serendipity ou Lagrangeano de 4 nós.

Dado o elemento plano retangular, de lados $2a$ por $2b$, com 4 nós e portanto um total de 8 graus de liberdade, utilizado na implementação computacional (ver Figura 77), será demonstrado primeiramente a formação da matriz de rigidez completa e logo após a formulação da condensação estática da mesma.

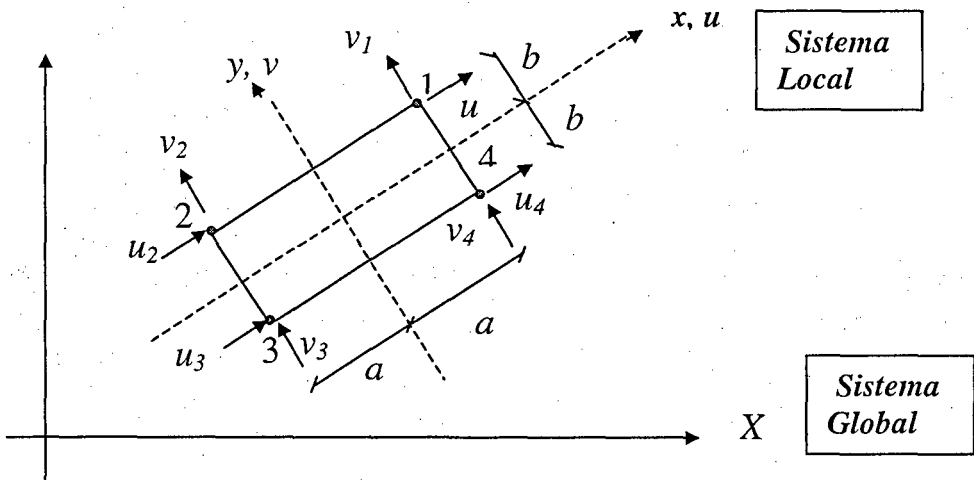


Figura 77- Elemento plano retangular de 4 nós (LA ROVERE, 2001b)

A matriz de rigidez deste elemento no sistema local pode ser obtida pela equação 38, e como as matrizes não variam ao longo da espessura t , tem-se que $dV = t.dA = t.dxdy$:

$$\tilde{k}^e = \int_{V^e} \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} dV^e = \int_{-b}^b \int_{-a}^a \tilde{B}^T \tilde{D} \tilde{B} t.dxdy \tag{40}$$

onde:

- \tilde{k}^e é a matriz de rigidez de cada elemento;
- \tilde{B} é a matriz de deformação específica x deslocamentos nodais;
- \tilde{B}^T é a matriz \tilde{B} transposta;
- \tilde{D} é a matriz constitutiva.

Substituindo-se as matrizes B e D na expressão acima obtém-se assim a matriz de rigidez do elemento no sistema local, k^e .

O vetor de deslocamentos no elemento é obtido usando-se a Equação 41, a partir dos deslocamentos nodais u e da matriz de funções de interpolação N :

$$\underset{\sim}{u}^e = \underset{\sim}{N} \underset{\sim}{u} \quad (41)$$

$$\underset{\sim}{N} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \quad (42)$$

Sabendo-se que as funções de interpolação são lineares no plano xy e que $N_i = 1$ no nó i e $N_i = 0$ nos demais nós, pode-se obter as funções de interpolação diretamente por inspeção.

Por exemplo, para encontrar-se a função N_1 , sabe-se que:

para o nó 1: $x = a$ e $y = b \rightarrow N_1 = 1$

para o nó 2: $x = -a$ e $y = b \rightarrow N_1 = 0$

para o nó 3: $x = -a$ e $y = -b \rightarrow N_1 = 0$

para o nó 4: $x = a$ e $y = -b \rightarrow N_1 = 0$

ou seja N_1 deve se anular na face $x = -a$ e $y = -b$, logo:

$$N_1 = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{x}{a} \right) \left(1 + \frac{y}{b} \right) \quad (43)$$

Analogamente, para as outras funções encontra-se:

$$N_2 = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{x}{a} \right) \left(1 + \frac{y}{b} \right) \quad (44)$$

$$N_3 = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{x}{a} \right) \left(1 - \frac{y}{b} \right) \quad (45)$$

$$N_4 = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{x}{a} \right) \left(1 - \frac{y}{b} \right) \quad (46)$$

Estas funções podem ser reescritas na forma genérica:

$$N_i = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{x}{x_i} \right) \left(1 + \frac{y}{y_i} \right) \quad (47)$$

A matriz B que relaciona deformação específica \times deslocamentos nodais, pode ser encontrada a partir das Equações (41) a (51). Para problemas bidimensionais as deformações e tensões podem ser representadas pelos vetores:

$$\underline{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (48)$$

$$\underline{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (49)$$

A partir das relações deformação específica \times deslocamento, pode-se escrever:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \end{Bmatrix} \quad \text{ou} \quad \underline{\varepsilon} = \underline{\partial} \cdot \underline{u}^e \quad (50)$$

Substituindo-se a eq. (41) em (50) obtém-se:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\partial} \cdot \underline{u}^e = \underline{\partial} \cdot \underline{N} \underline{u} = \underline{B} \underline{u} \quad (51)$$

Portanto:

$$\underline{B} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (52)$$

Substituindo-se as funções de interpolação na expressão acima tem-se que:

$$\underline{B}_{3 \times 8} = \frac{1}{4ab} \begin{bmatrix} (b+y) & 0 & -(b+y) & 0 & -(b-y) & 0 & (b-y) & 0 \\ 0 & (a+x) & 0 & (a-x) & 0 & -(a-x) & 0 & -(a+x) \\ (a+x) & (b+y) & (a-x) & -(b+y) & -(a-x) & -(b-y) & -(a+x) & (b-y) \end{bmatrix} \quad (53)$$

Para estado plano de tensões e material elástico-linear, isotrópico, a matriz constitutiva é:

$$D = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (54)$$

Substituindo-se as equações 53 e 54 na equação 40, encontra-se a matriz de rigidez de cada elemento plano k^e . A matriz de rigidez do superelemento, K , é formada levando em conta a contribuição de todos os elementos, somando-se os coeficientes de k^e que correspondem ao mesmo grau de liberdade dos elementos que concorrem em um mesmo nó. Pode-se escrever então o sistema de equações de equilíbrio de forças do superelemento:

$$K.U = F \quad (55)$$

onde:

K é a matriz de rigidez do superelemento em relação a todos seus graus de liberdade;

U é o vetor de deslocamentos de todos os nós do superelemento;

F é o vetor de forças de todos os nós do superelemento (forças aplicadas diretamente nos nós e forças equivalentes a cargas atuando nos elementos).

Aplicando-se a técnica de subestrutura, particiona-se o sistema de equações 55 em relação aos nós externos e internos do superelemento:

$$\begin{bmatrix} K_{ee} & K_{ei} \\ K_{ie} & K_{ii} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_e \\ U_i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_e \\ F_i \end{Bmatrix} \quad (56)$$

onde:

i – graus de liberdade dos nós internos;

e – graus de liberdade dos nós externos.

Isolando-se U_i da segunda linha do sistema de equações 56, obtém-se:

$$U_i = (K_{ii})^{-1} (F_i - K_{ie} U_e) \quad (57)$$

Substituindo-se agora a equação 57 na primeira linha do sistema 56, vem:

$$K_{ee} U_e + K_{ei} (K_{ii})^{-1} (F_i - K_{ie} U_e) = F_e \quad (58)$$

Rearranjando-se a equação 58, obtém-se a forma condensada do sistema de equações 56:

$$[K_{ee} - K_{ei} (K_{ii})^{-1} K_{ie}] U_e = F_e - K_{ei} (K_{ii})^{-1} F_i \quad (59)$$

Chamando de:

$$K_{conden} = K_{ee} - K_{ei} (K_{ii})^{-1} K_{ie} \quad (60)$$

$$F_{conden} = F_e - K_{ei} (K_{ii})^{-1} F_i \quad (61)$$

chega-se a:

$$K_{conden} U_e = F_{conden} \quad (62)$$

onde:

K_{conden} é a matriz de rigidez condensada do superelemento;

U_e é o vetor de deslocamentos dos nós externos do superelemento;

F_{conden} é o vetor de forças nodais do superelemento na forma condensada.

Obtidos a matriz de rigidez e o vetor de cargas nodais de cada superelemento, pode-se aplicar os métodos usuais de análise matricial de estruturas para formar a matriz de rigidez e o vetor de forças nodais da estrutura, somando-se a contribuição de todos os superelementos. Aplicando-se as condições de contorno, ou seja, restringindo-se a estrutura, resolve-se o sistema de equações resultante e obtém-se os deslocamentos nodais da estrutura. A partir destes sabe-se os deslocamentos dos nós externos de cada superelemento, U_e e os deslocamentos dos nós internos U_i são obtidos usando-se a equação 57. Conhecidos todos os deslocamentos nodais de cada superelemento, sabe-se os deslocamentos nodais de cada elemento interno u e as tensões são obtidas por:

$$\sigma = D.B.u \quad (63)$$

Esta formulação do superelemento diafragma foi implementada computacionalmente no módulo DIAFRAGMA do programa EDALV, conforme descrito no próximo capítulo. Além deste módulo, será apresentado no Capítulo 5 o programa pré-processador WINEDALV, a geração da malha do edifício e sucintamente os outros módulos do programa EDALV.

CAPITULO 5 – IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

O avanço computacional das últimas décadas possibilitou o desenvolvimento de programas computacionais para análise estrutural de estruturas contínuas e reticuladas. Diversos programas comerciais baseados no método dos elementos finitos como ANSYS, ASKA, ICES, SAP, entre outros, foram desenvolvidos inicialmente e, mais recentemente, programas pré e pós-processadores para geração automática de malhas e contorno de tensões vem sendo incorporados.

O método dos elementos finitos vem sendo amplamente utilizado no cálculo de pavimentos de edifícios, no projeto de aeronaves, navios, bicicletas e peças mecânicas porque é um método abrangente, com formulação genérica para qualquer tipo de problema regido por equações diferenciais e de fácil implementação computacional. A maior dificuldade na utilização deste processo em um programa para computador é que ele exige uma grande quantidade de dados a ser informada antes de se iniciar o cálculo, e, ainda, tem-se como resposta do cálculo uma lista de números de difícil análise caso não sejam representados graficamente.

Nesta dissertação foi desenvolvido um programa para análise de edifícios de alvenaria estrutural, juntamente com outro mestrando (GONCHOROVSKI, 2001) e com a professora Henriette Lebre La Rovere (orientadora), dividido em dois grandes programas. O primeiro deles é um programa pré-processador denominado WINEDALV para a entrada e saída de dados, geração da malha do edifício a ser analisado e também servindo de interface entre o usuário e o programa para a análise propriamente dita. A entrada de dados e saída dos resultados é facilitada através do uso de caixas de diálogos (janelas), implementadas no programa utilizando-se as subrotinas “Quick Win” do compilador Fortran 90 (FORTRAN 90, 1995). O outro grande programa, denominado EDALV, é baseado no programa ANEST (LA ROVERE, GONCHOROVSKI e CHIMELLO, 1995 a 2000), que por sua vez foi baseado no programa CALSD (SEIBLE, LATHAM e KÜRKCHUBASCHE, 1987). O programa EDALV tem uma estrutura similar à do programa SAP (WILSON, 1997), e é responsável pelo processamento dos dados e cálculo da estrutura, utilizando o método dos elementos finitos e a técnica de subestrutura, com a condensação estática linear dos elementos finitos para formação de superelementos. Ambos programas principais foram desenvolvidos na linguagem Fortran 90 para

utilização em micro-computadores. Na fase atual o programa limita-se à obtenção dos deslocamentos em cada nó. Pretende-se estender o programa para permitir a obtenção das tensões nos elementos e posteriormente implementar a saída gráfica para facilitar a visualização e análise dos resultados.

5.1 - Estrutura do programa EDALV

O programa EDALV, com suas 2568 linhas, está dividido em quatro módulos ou sub-programas: ALVENA, DIAFRAGMA, PAINEL e RESOLVE. Os módulos são ligados entre si por três bibliotecas estáticas e diversos arquivos binários, para otimizar o processamento. Todos os módulos lêem os dados necessários aos cálculos de um arquivo formatado cujo nome é formado pelo nome do edifício (“NOME”), fornecido pelo usuário, e por uma extensão EDV. Este arquivo é gerado pelo programa WINEDALV a partir dos dados fornecidos nas janelas, conforme será descrito no próximo item. Cada módulo gera também um arquivo formatado de saída de resultados, com o mesmo nome do arquivo de dados (“NOME”) e uma respectiva extensão conforme apresentado na Tabela 5. Nas bibliotecas estão as subrotinas para gerenciamento de arquivos, alocação dinâmica de memória e leitura de dados de arquivo formatado em formato livre, que são utilizadas em todos os módulos.

Tabela 5 - Extensão dos arquivos formatados gerados pelos diversos módulos de EDALV

Módulo de EDALV	Extensão
ALVENA	.ALV
DIAFRAGMA	.DIA
PAINEL	.PAI
RESOLVE	.RES

O módulo ALVENA, com 997 linhas, reúne subrotinas responsáveis pela leitura dos dados da estrutura - coordenadas, condições de contorno e restrições dos nós (externos apenas) e conectividade dos superelementos – do arquivo (“NOME.EDV”) e também pela renumeração dos nós da estrutura e numeração final das equações correspondentes aos graus de liberdade dos nós. Na análise de grandes estruturas, a ordem do sistema de equações pode atingir alguns milhares, por este motivo é realizada a renumeração dos nós para minimizar a largura da banda da matriz de rigidez, economizando desta forma posições na memória e também tempo de processamento já que o número de operações despendido durante o emprego de algoritmos para resolução de sistemas de equações fica reduzido.

O sub-programa DIAFRAGMA, com 509 linhas, engloba as subrotinas que formam as matrizes de rigidez dos superelementos diafragmas. Inicialmente, lê do arquivo de dados (“NOME.EDV”) as propriedades dos materiais e conectividades dos superelementos diafragmas. Em seguida o programa gera a malha de elementos internos a cada superelemento, formando a matriz de rigidez de cada elemento interno (elemento finito de estado plano de tensões). A partir das matrizes de rigidez dos elementos internos, o programa faz a condensação estática, formando a matriz de rigidez de todos os superelementos diafragmas. Estas matrizes são escritas para arquivos binários para serem utilizadas posteriormente pelo módulo RESOLVE.

No módulo PAINEL, com 609 linhas, encontram-se as subrotinas que formam as matrizes de rigidez e os vetores de carga consistente dos superelementos painéis. Inicialmente, lê do arquivo de dados (“NOME.EDV”) as propriedades dos materiais e conectividades dos superelementos painéis. Em seguida o programa gera a malha de elementos internos para cada painel-tipo, formando a matriz de rigidez de cada elemento interno (elemento finito de estado plano de tensões). A partir das matrizes de rigidez dos elementos internos, o programa faz a condensação estática, formando a matriz de rigidez do superelemento painel de cada painel-tipo, levando em conta as aberturas. Analogamente é montado o vetor de cargas consistente. Estas matrizes e vetores são escritas para arquivos binários para serem utilizados posteriormente pelo módulo RESOLVE.

Com 453 linhas, o sub-programa RESOLVE é responsável pela resolução do sistema de equações de equilíbrio de forças da estrutura e obtenção de seus deslocamentos nodais. Inicialmente o programa lê dos arquivos binários as matrizes de rigidez dos superelementos e forma a matriz de rigidez da estrutura (armazenamento em perfil). Em seguida lê dos arquivos

binários os vetores de carga consistente dos superelementos e do arquivo de dados ("NOME.EDV") as cargas aplicadas nos nós para cada caso de carregamento, formando o vetor de cargas nodais total da estrutura. Finalmente o programa resolve o sistema de equações e obtém os deslocamentos nodais dos nós externos, utilizando o Método de Eliminação de Gauss, através de subrotinas similares às utilizadas pelo programa SAP (WILSON e DOVEY, 1978).

Uma descrição mais detalhada do programa EDALV está apresentada em (GONCHOROVSKI, 2001).

5.2 - Estrutura do programa WINEDALV

O programa WINEDALV, com suas 5057 linhas, está dividido em vários arquivos de acordo com a função de cada grupo de subrotinas. Tem-se o WINALVENA.F90 que reúne subrotinas responsáveis pela tela de abertura, pelo gerenciamento das caixas de diálogo (janelas) e definição dos valores padrão nas mesmas. O arquivo SALVAR.F90 engloba as subrotinas que gravam arquivos de saída com os dados informados nas janelas (extensão TXT), com a malha e informações para o programa EDALV (extensão EDV) e o arquivo para o SAP2000 com a geração da malha e elementos (extensão S2K). As subrotinas de leitura dos arquivos previamente gravados estão no arquivo ABRIR.F90, onde são atribuídos os valores às variáveis. No módulo ALVECOM.F90 é realizada a declaração das variáveis em real, inteira ou caracter, ainda neste módulo são informadas as dimensões dos vetores e matrizes. O arquivo ESTRUTURA.F90 contém as subrotinas responsáveis pela geração da malha, propriedades dos materiais e a definição dos painéis-tipos. O posicionamento dos painéis e diafragmas (montagem do edifício) é realizado nas subrotinas do arquivo ELEMENTOS.F90. As condições de contorno e de vinculação dos nós ocorre no arquivo RESTRINGE.F90. Todos os tipos de carregamentos que o edifício a ser analisado estará sujeito (cargas verticais e horizontais) são processados nas subrotinas do arquivo CARGAS.F90. O arquivo interno do Fortran 90, NOVO.RC contém as informações de todas as janelas do programa. A parte de visualização dos arquivos de saída com os resultados é realizada no arquivo RESULTADOS.F90.

O menu do programa é apresentado em uma tela do Windows® onde pode-se acessar as diversas janelas, conforme esquema apresentado na Figura 78.

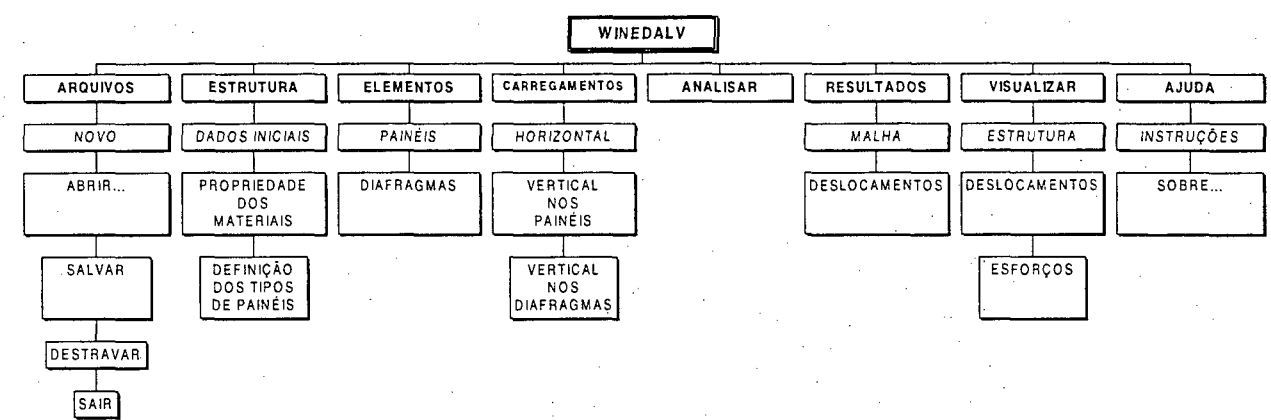


Figura 78 - Menu do programa WINEDALV

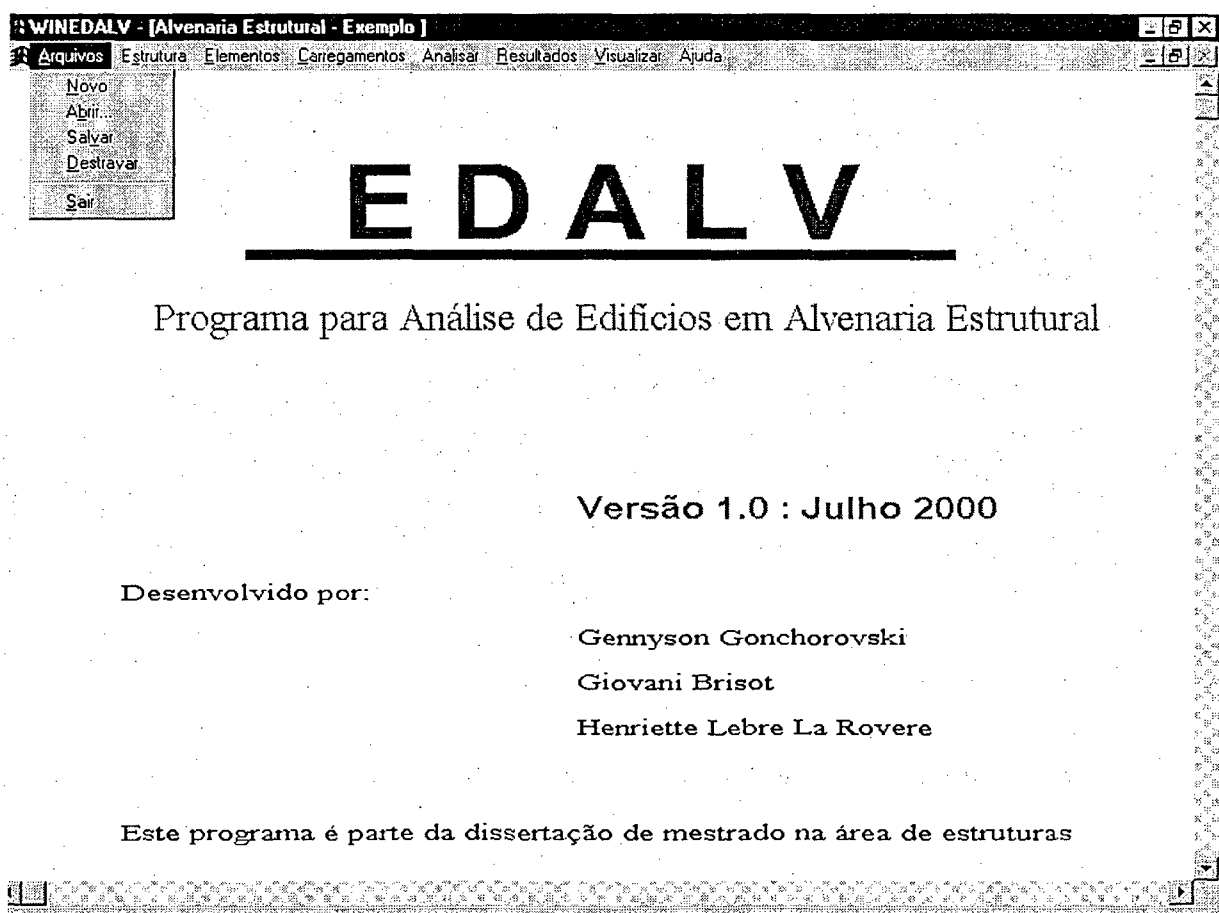


Figura 79 - Tela inicial

A tela inicial do programa mostra as opções do menu, a sua finalidade, a versão com a data de início e também os integrantes responsáveis pelo seu desenvolvimento. A seguir apresenta-se a descrição sucinta de cada item do menu.

Arquivo: utilizado para criar um novo arquivo de dados; para abrir, salvar ou destravar as janelas, possibilitando a edição de um arquivo existente, e para sair do programa.

- Novo – Cria um arquivo novo de entrada de dados, cujo nome deve ter no máximo 8 caracteres (sem extensão). O programa irá criar um arquivo “Nome”.TXT. Este arquivo de dados é um arquivo formatado que pode também ser visualizado, editado ou impresso por editores de texto.

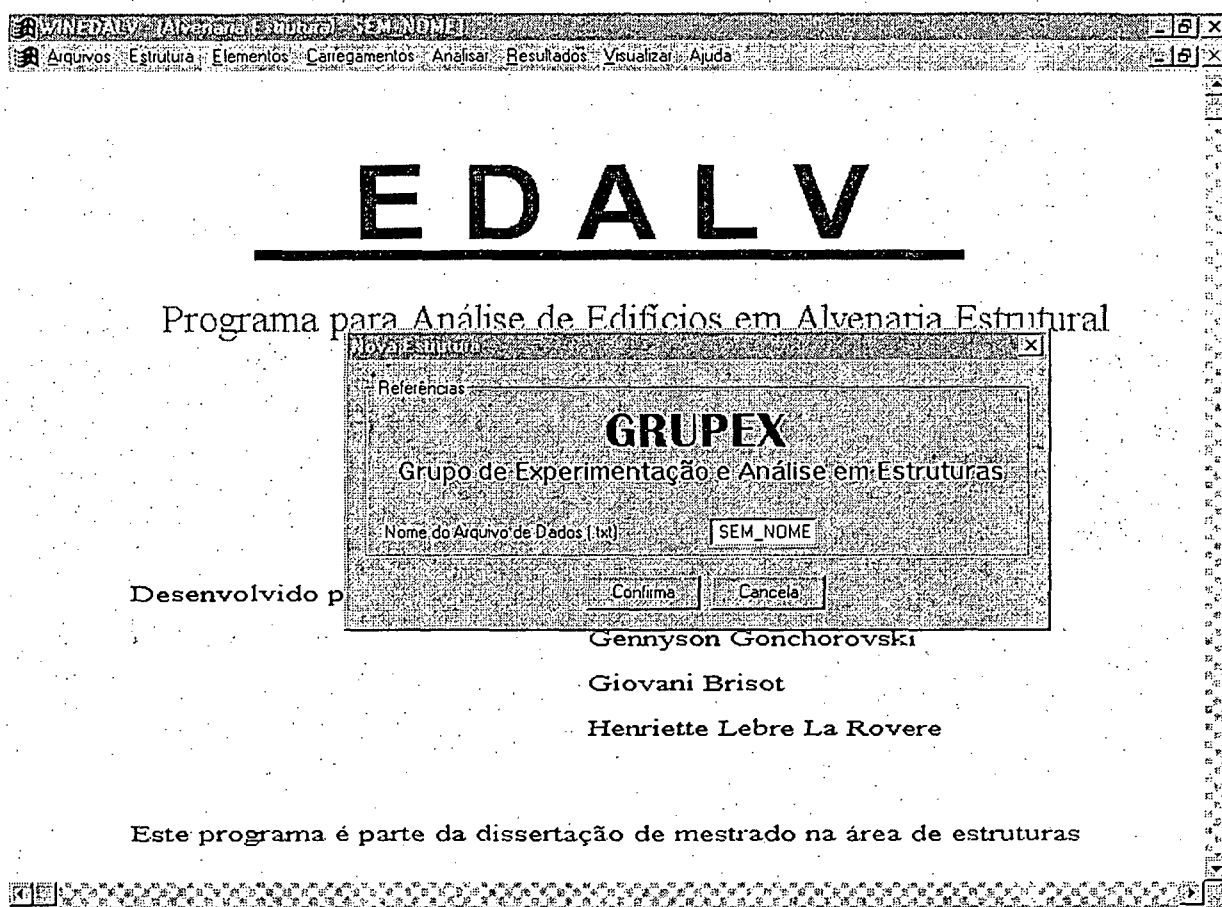


Figura 80 – Criação de um novo arquivo/estrutura

- Abrir – Abre um arquivo de dados já existente (“Nome”. TXT)
- Salvar – Salva os dados de entrada e/ou as alterações feitas no arquivo de entrada de dados instantaneamente. Neste comando o programa irá gravar, além dos dados fornecidos pelo usuário (extensão TXT), um arquivo com extensão EDV o qual contém

os dados para o programa EDALV. Gera também um arquivo com extensão S2K que pode ser importado para o programa SAP2000.

- Destruar – Libera a edição dos dados nas janelas após abrir um arquivo gravado anteriormente.
- Sair – Sai do programa.

Estrutura: utilizado para a entrada de dados da estrutura, gerar a malha vertical do edifício e a malha horizontal de cada painel-tipo, a definição das propriedades dos materiais e locação das aberturas nos painéis-tipos.

- Dados Iniciais – introdução do número de pavimentos e geração da malha vertical para o pavimento tipo. Posteriormente poderão ser implementadas rotinas para a geração da malha vertical diferenciada no pavimento térreo ou em outros pavimentos, para possibilitar por exemplo a modelagem de um pavimento ático.

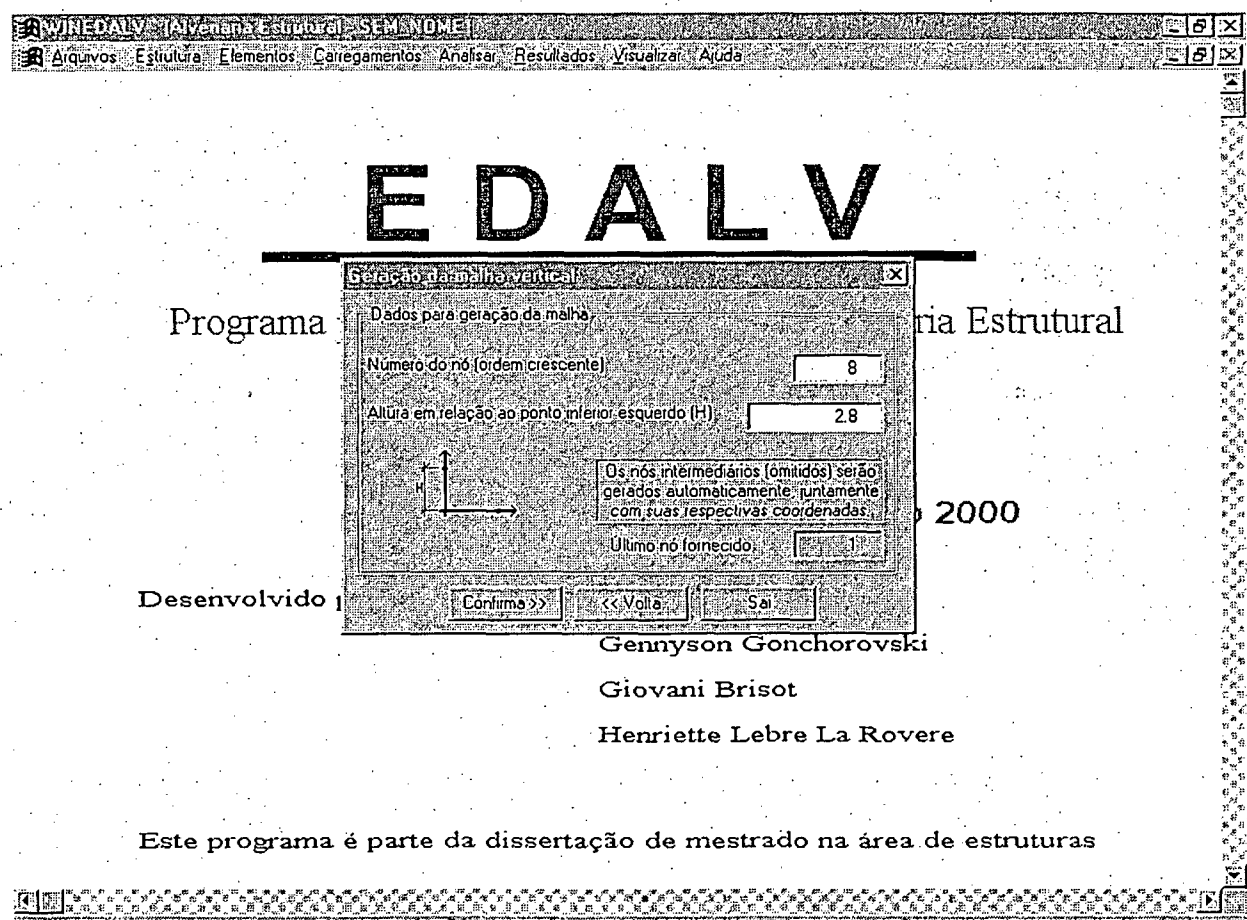


Figura 81 – Entrada de dados para geração da malha vertical

- Propriedades dos materiais – entrada de dados de propriedades dos materiais que serão utilizados na estrutura do edifício; Módulo de Elasticidade, coeficiente de Poisson e peso específico (ver Figura 82).

A utilização dos materiais pode ser diferenciada em cada painel-tipo e em cada pavimento, possibilitando a utilização, por exemplo, de blocos de concreto com diferentes resistências características nos diversos pavimentos.

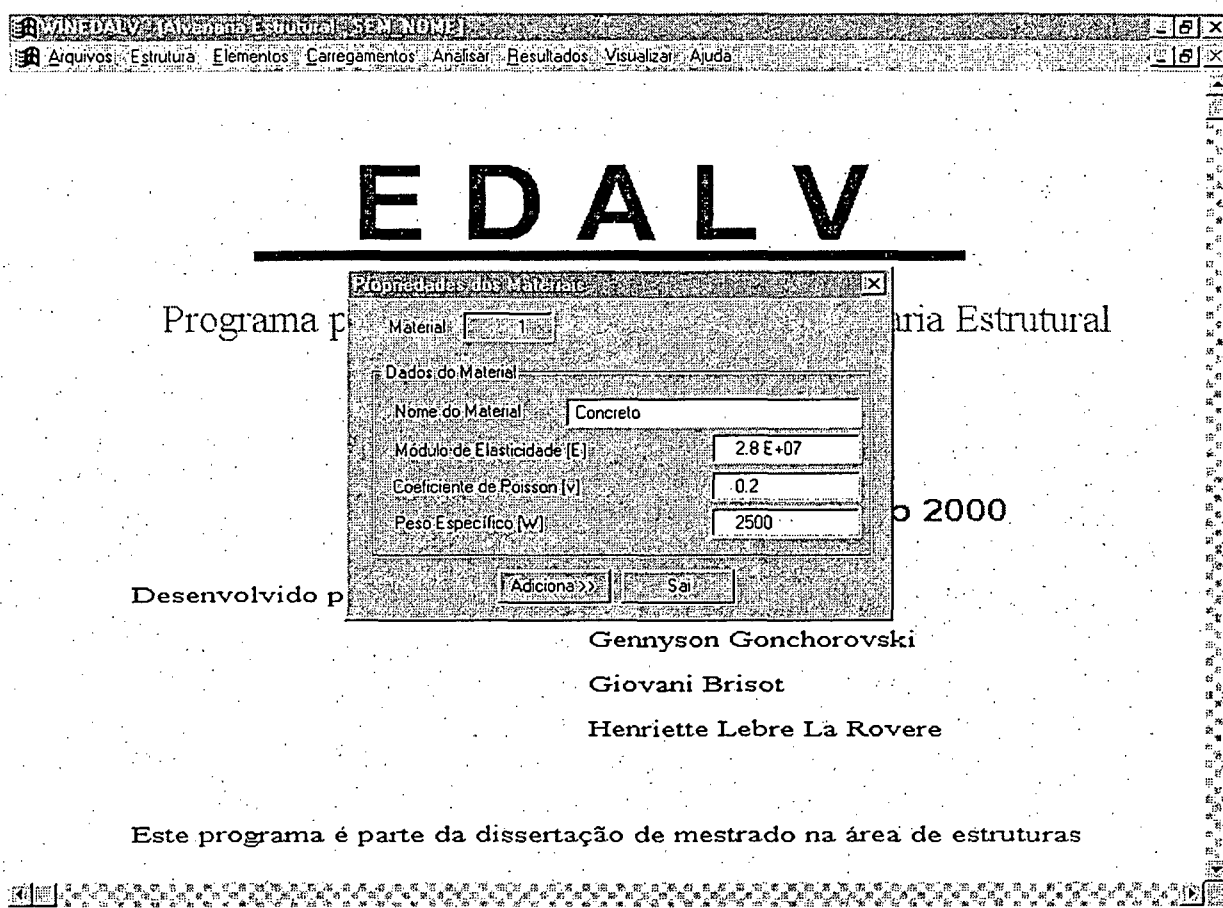


Figura 82 – Janela de entrada das propriedades dos materiais

- Definição dos Tipos de Painéis – onde ocorre a formação dos painéis-tipos (ver Figura 83). É informada a espessura do painel, seu material, suas aberturas e a distribuição dos nós na horizontal para cada tipo de painel (denominado painel-tipo).

A partir desta definição, é gerada a malha de cada painel-tipo, que pode ser utilizado diversas vezes na discretização do edifício. Como entrada de dados para a geração da malha é

informado o número de cada nó (apenas nós do contorno do painel) e suas respectivas coordenadas, conforme Figura 84. O programa não necessita que sejam informados todos os nós para a geração, bastando informar os nós principais do contorno, os intermediários são gerados automaticamente, junto com suas respectivas coordenadas, conforme detalhado no item 5.3.

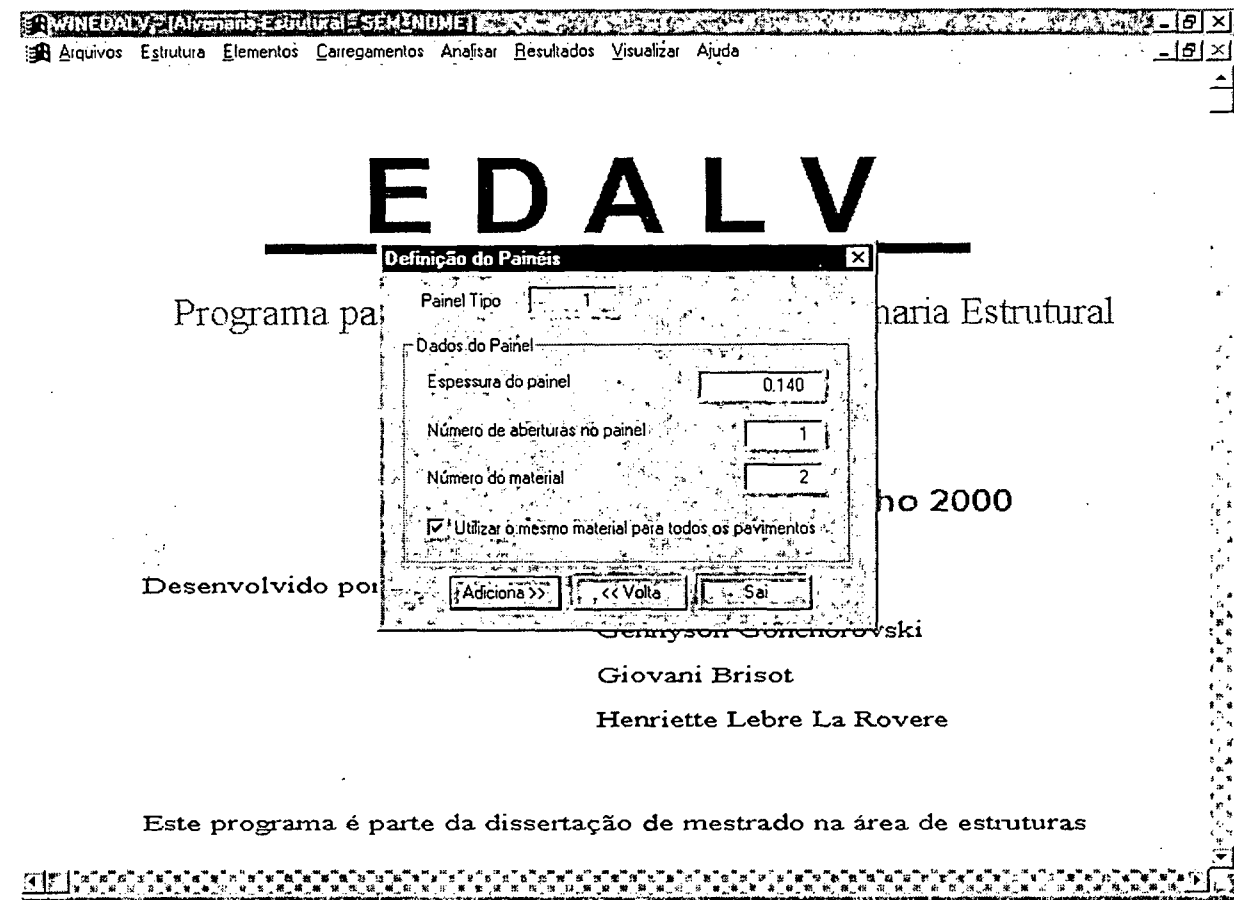


Figura 83 - Cadastro dos painéis tipo

As coordenadas de entrada, tanto para as malhas vertical e horizontal quanto para o posicionamento das aberturas, são fornecidos no sistema local, ou seja, o ponto inicial é sempre o inferior esquerdo.

A entrada da malha horizontal está ilustrada na Figura 84 e o seu funcionamento está descrito no item 5.3.

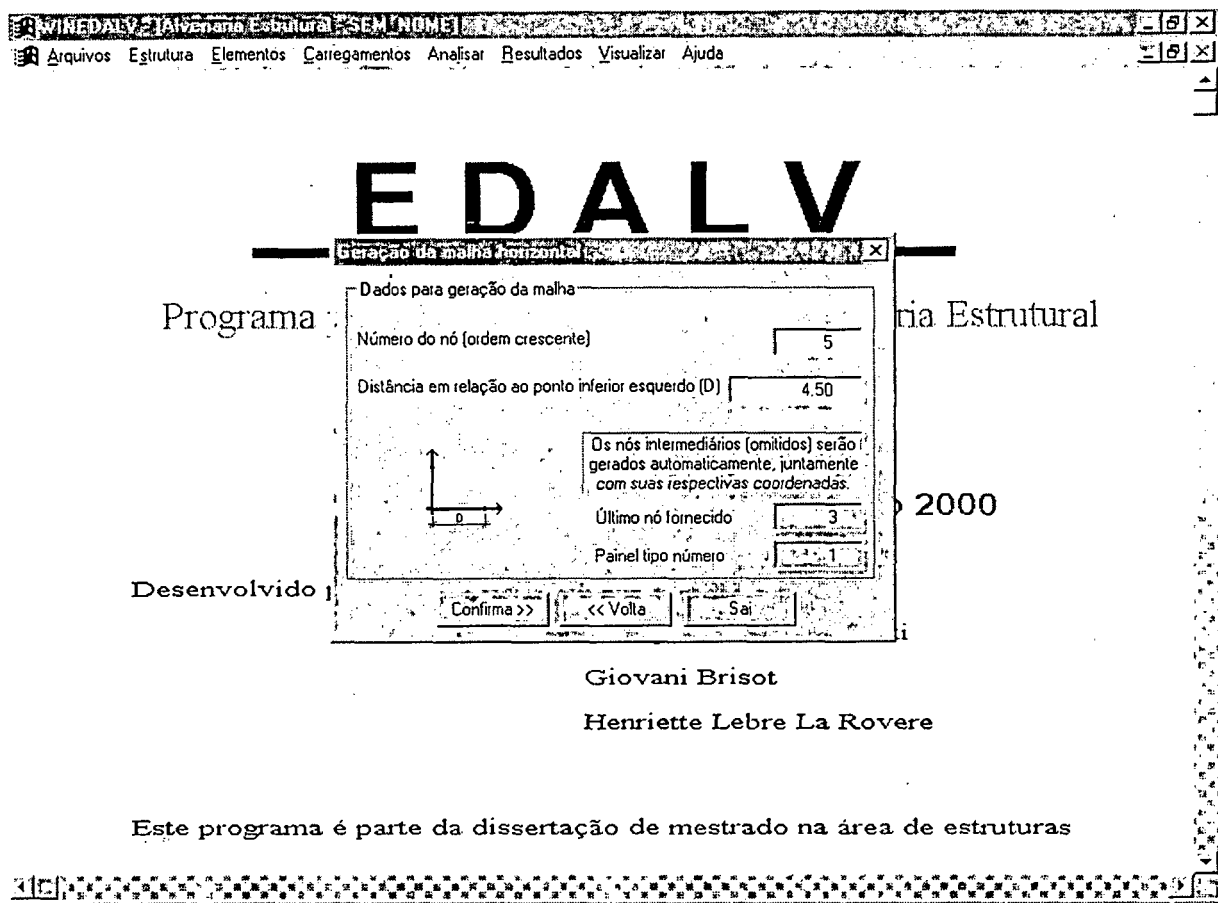
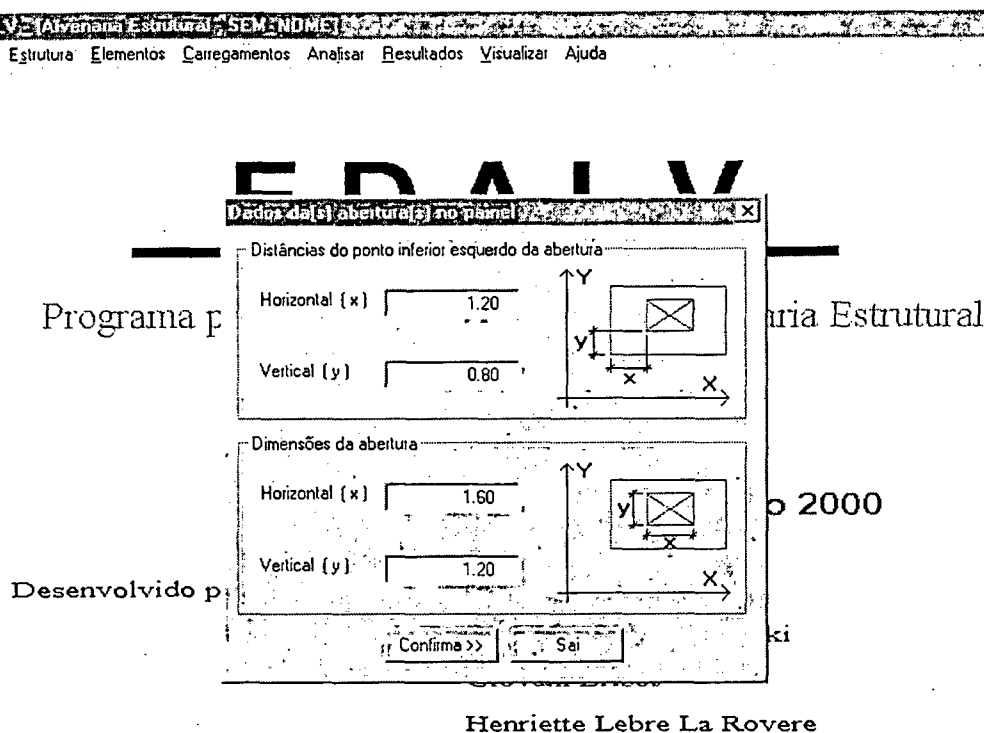


Figura 84 – Entrada de dados para geração da malha horizontal

Na Figura 85 pode-se ver a janela de entrada de dados das aberturas, onde são informadas as coordenadas do ponto inferior esquerdo de cada abertura em relação ao ponto inicial do painel e as dimensões da abertura. São permitidas, no máximo, duas aberturas para cada painel-tipo. Caso haja necessidade de mais aberturas pode-se dividir o painel tipo em vários outros, sem que se altere a discretização do edifício nem o resultado final.

Ao confirmar a entrada de dados de cada abertura é realizada uma verificação quanto ao posicionamento da abertura na malha, para confirmar se a malha e as aberturas foram informadas corretamente, conforme descrito no item 5.3.1.



Este programa é parte da dissertação de mestrado na área de estruturas

Figura 85 – Entrada de dados das aberturas

Elementos: utilizado para a entrada de dados da estrutura, onde é realizado o posicionamento dos painéis (ver Figura 86) e diafragmas (ver Figura 87).

- Painéis – no posicionamento, ou seja, na montagem da estrutura propriamente dita são informados para cada painel pertencente ao primeiro pavimento, o número do painel-tipo, o plano de atuação (X-Z ou Y-Z), as coordenadas do ponto inferior esquerdo em relação à origem adotada para o edifício e também se o painel é do tipo fictício. O programa faz a geração dos painéis para os pavimentos superiores automaticamente, conforme número de pavimentos informado nos dados iniciais.

Ao confirmar a entrada de todos os painéis o programa faz a geração da malha do edifício.

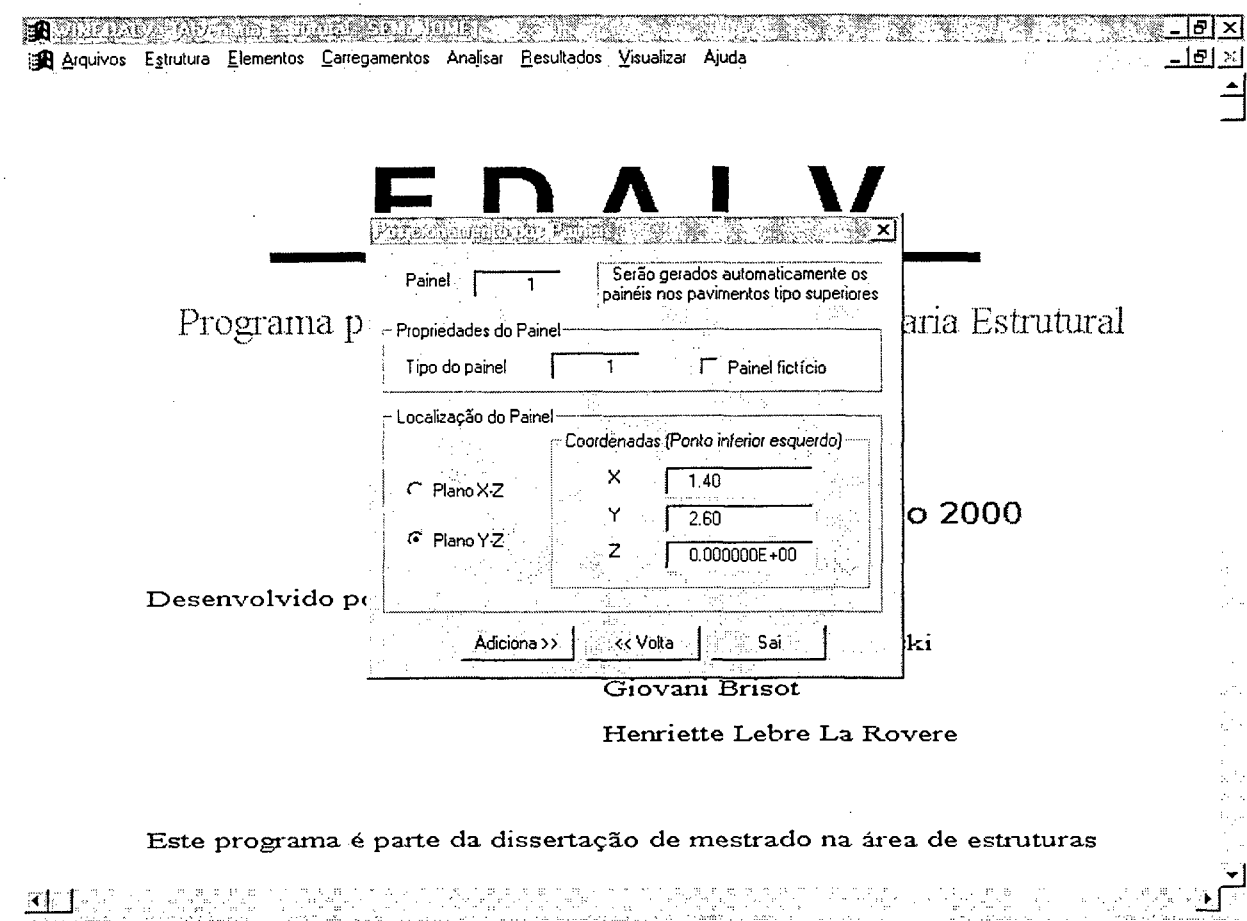


Figura 86 – Posicionamento dos painéis

Os painéis fictícios são painéis idênticos aos demais, inclusive geradas suas malhas, mas sem rigidez, ou seja, na montagem da matriz de rigidez da estrutura são desconsiderados. Este tipo de painel é utilizado para limitar um diafragma (borda livre) ou em casos de diafragmas em formato de L.

- Diafragmas – posicionamento dos diafragmas na estrutura. São informados o número do material que o diafragma é composto, sua espessura, a continuidade dos diafragmas para efeito da distribuição do carregamento vertical (sobrecarga acidental e permanente), a incidência de cargas horizontais (fachadas) e os números dos painéis que limitam o diafragma. Se um diafragma se apoia em mais de um painel em cada lado, este é informado no espaço seguinte (A2, A3, B2, B3, C2, ...) seguindo o sentido anti-horário.

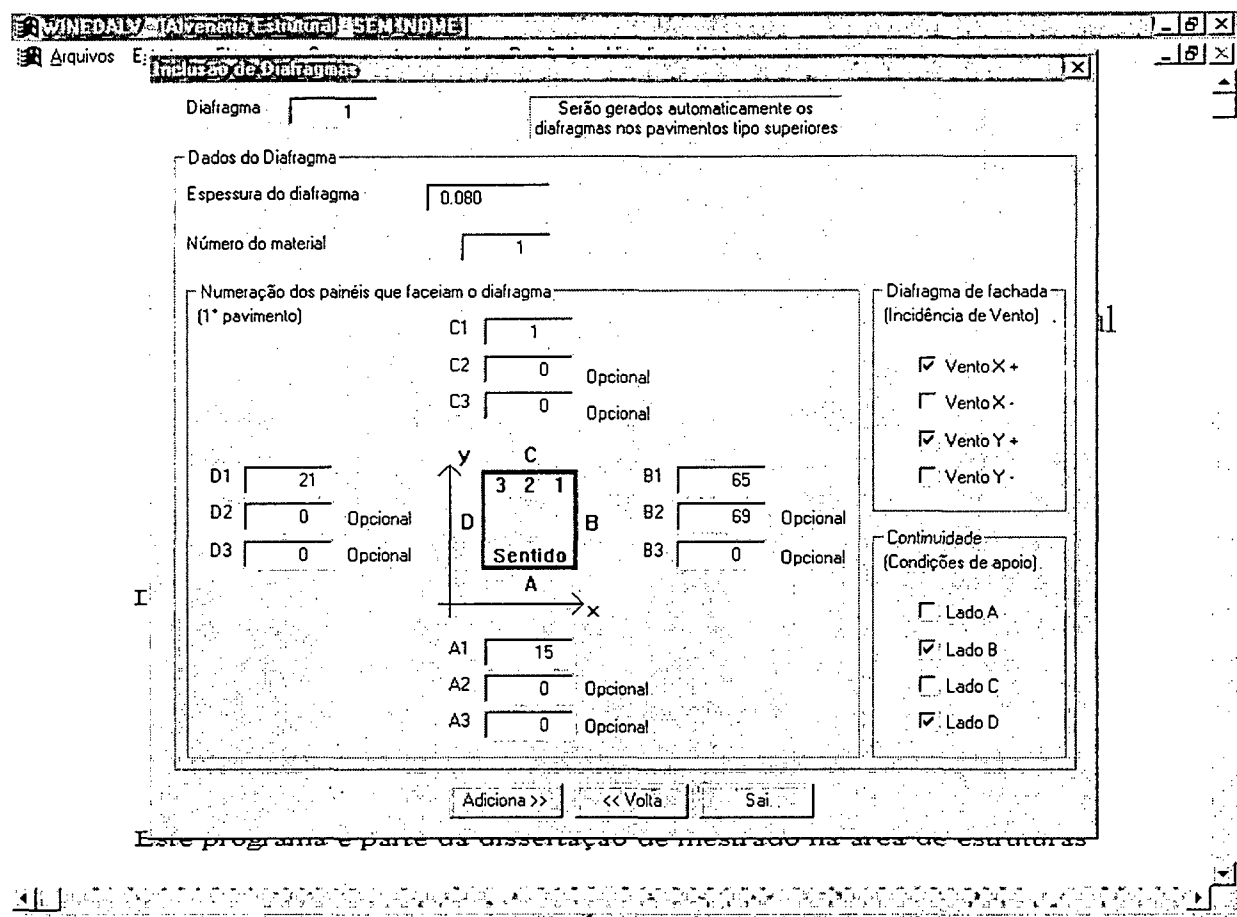


Figura 87 – Posicionamento dos diafragmas

Carregamentos: o programa possibilita a entrada de carregamentos de três formas diferentes, sendo todos convertidos em cargas nodais, e ainda separa os carregamentos em seis tipos diferentes. O primeiro caso de carregamento é o permanente, que engloba as cargas verticais nos painéis e diafragmas, classificadas como permanentes segundo a NBR 6118 (ABNT, 1978). O segundo caso de carregamento é o acidental, também de cargas verticais aplicadas nos painéis e diafragmas, classificadas como acidentais pela NBR 6118. Nos demais casos (3 a 6), se encontram os carregamentos horizontais nas direções X positiva, X negativa, Y positiva e Y negativa.

A seguir são descritas as três formas de entrada de carregamentos.

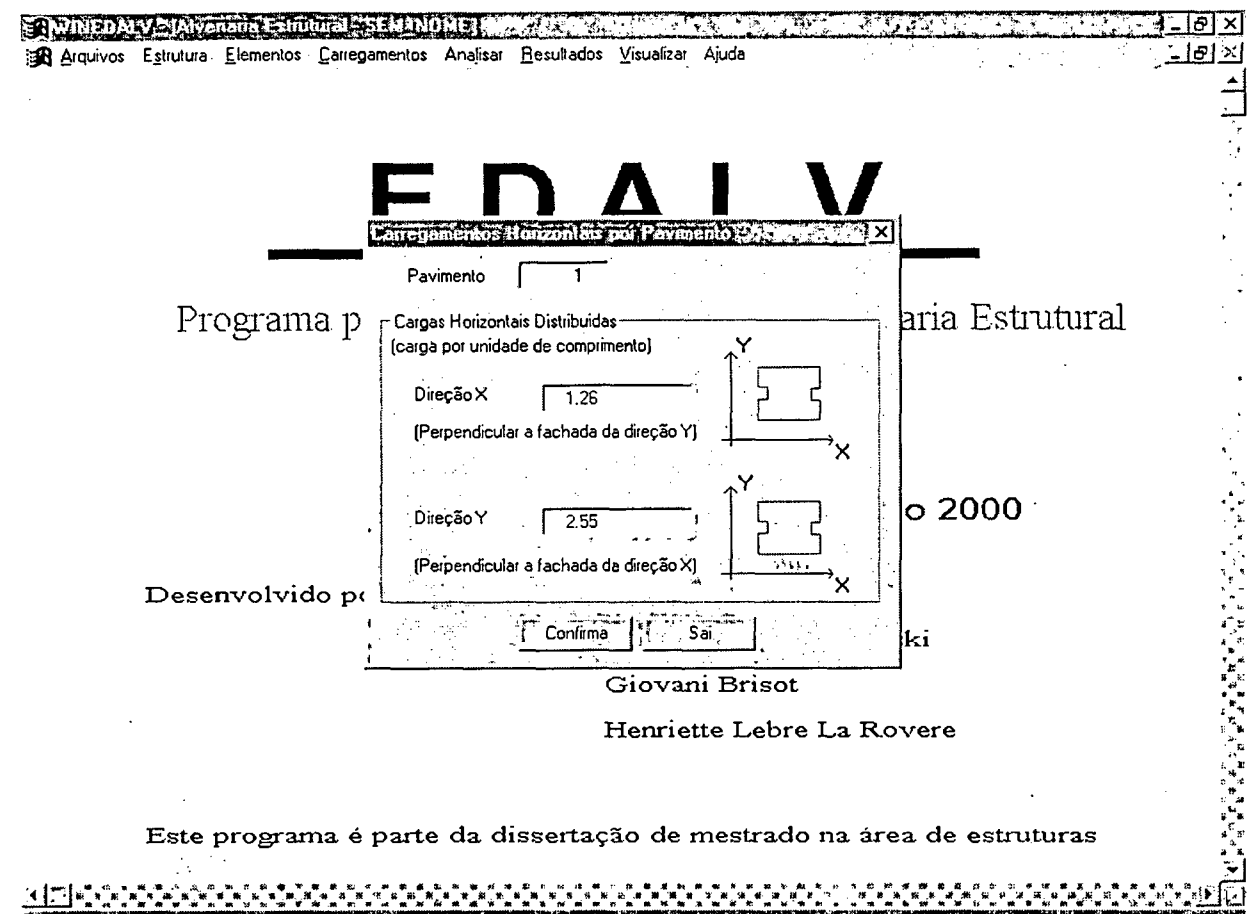


Figura 88 – Cargas horizontais concentrada nos diafragmas

Nesta janela (ver Figura 88) é realizada a entrada do valor das cargas horizontais, principalmente devidas ao vento, em cada pavimento nas direções X e Y, calculadas previamente pelo usuário. As pressões horizontais perpendiculares às fachadas do edifício são concentradas no nível de cada piso, resultando em cargas distribuídas por unidade de comprimento, conforme descrito no Capítulo 3. Estas cargas resultantes devem ser informadas nas janelas em unidades coerentes com as demais unidades utilizadas. O programa transforma estas cargas distribuídas em cargas concentradas no nós, segundo informações entradas na janela de posicionamento dos diafragmas no item Diafragma de Fachada - Incidência de vento (ver Figura 87);

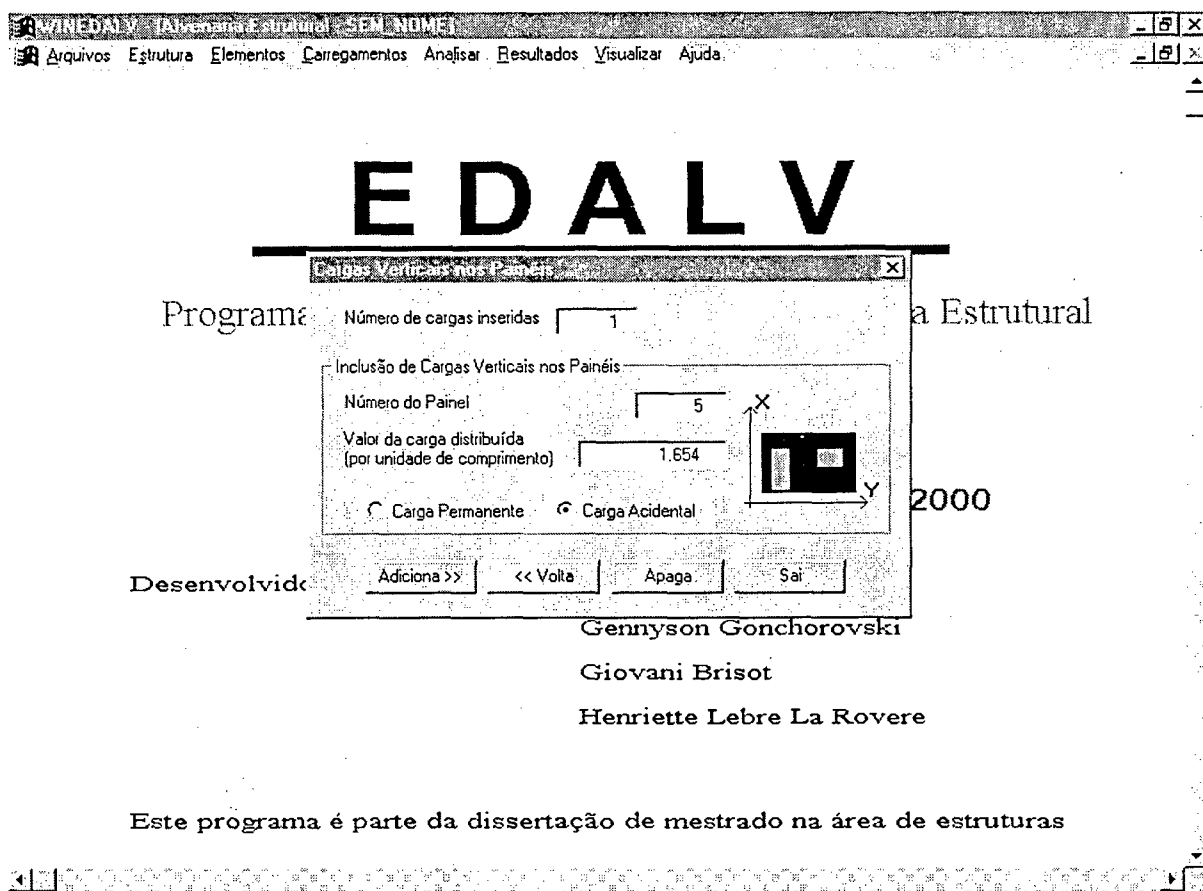


Figura 89 – Cargas verticais nos painéis

Esta janela é responsável pela entrada dos valores de cargas verticais que atuam nos painéis, em peso por unidade de comprimento, considerando unidades coerentes com as demais utilizadas no edifício. São informadas neste item, por exemplo, as cargas de escada ou outras reações que atuem diretamente num determinado painel. O programa faz a distribuição destas cargas nos nós correspondentes de acordo com a distância de influência de cada um (metade da distância entre dois nós consecutivos multiplicado pelo valor da carga distribuída), de acordo com a formulação do vetor de cargas consistente em elementos finitos planos de 4 nós (LA ROVERE, 2001b).

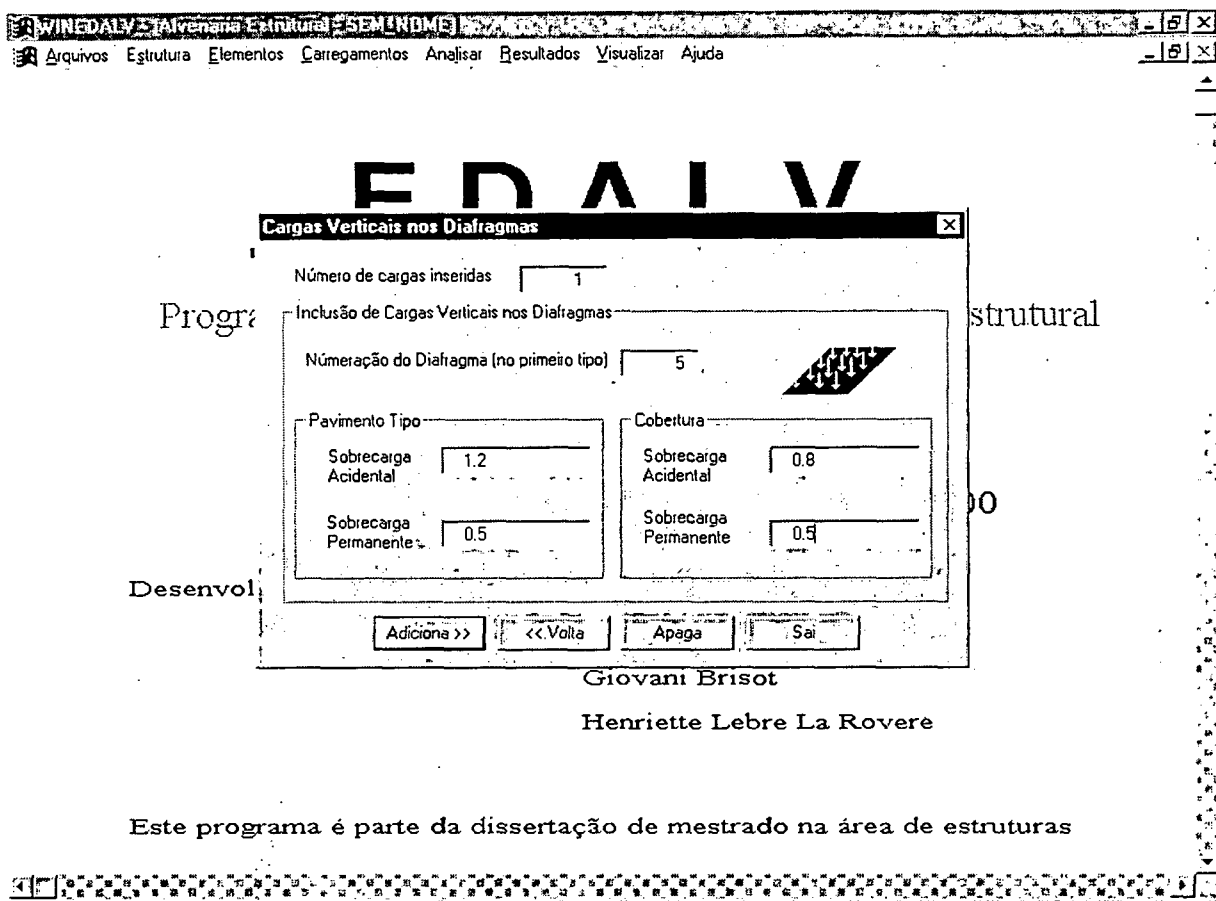


Figura 90 – Cargas verticais nos diafragmas

Nesta janela são informados os valores das cargas verticais que atuam nos diafragmas (sobrecarga acidental e permanente), informando o número do diafragma no primeiro pavimento. O programa faz a distribuição destas cargas para os apoios correspondentes, concentrando nos nós segundo a NBR 6118 (ABNT, 1978) e também faz a geração destas cargas para os pavimentos superiores, considerando diferenciadamente o último pavimento (cobertura);

Analisar: utilizada para executar os módulos ALVENA, DIAFRAGMA, PAINEL e RESOLVE do programa EDALV;

Resultados: utilizada para a visualização dos arquivos de saída da malha e dos deslocamentos. Os resultados podem ser visualizados na janela de resultados, onde é aberto o arquivo correspondente e impresso na tela.

- Malha - visualiza o arquivo 'saida.txt' com todos os nós e suas respectivas coordenadas;
- Deslocamentos – visualiza o arquivo 'nome.res' com os deslocamentos de cada nó nas direções X, Y e Z para cada caso de carregamento;

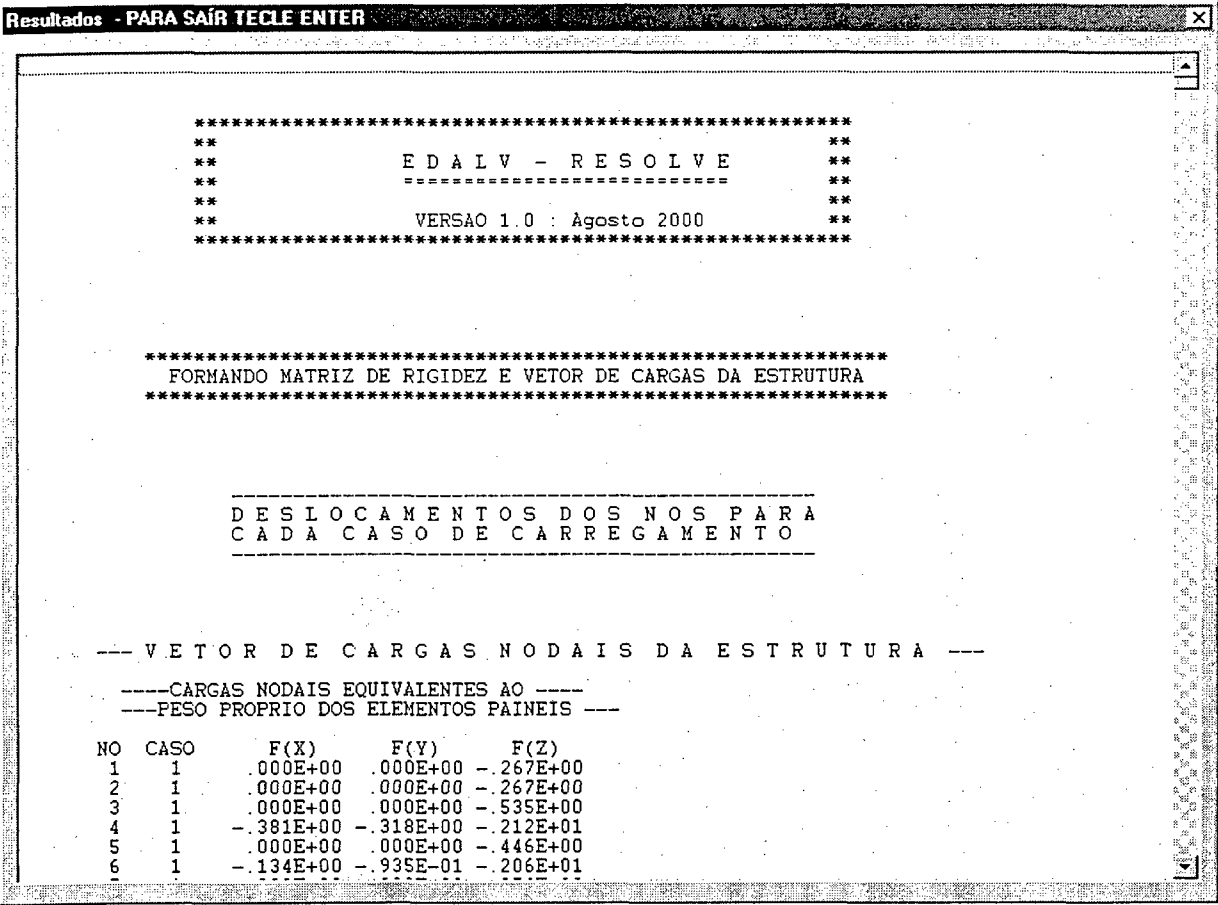


Figura 91 – Tela com os resultados dos deslocamentos dos nós :

Visualizar: utilizada para visualização gráfica, ainda não implementada.

Ajuda: tem o objetivo de fornecer algumas informações sobre a utilização do programa e sobre o mesmo.

- Instruções – apresenta uma tela de ajuda ao usuário, com informações básicas para a utilização do programa;
- Sobre – apresenta uma tela com informações sobre o programa;

Internamente, o programa WINEDALV possui a seguinte estrutura de subrotina, funções e módulos. Logo abaixo do nome de cada item estão os números de linhas de programação utilizadas para cada rotina.

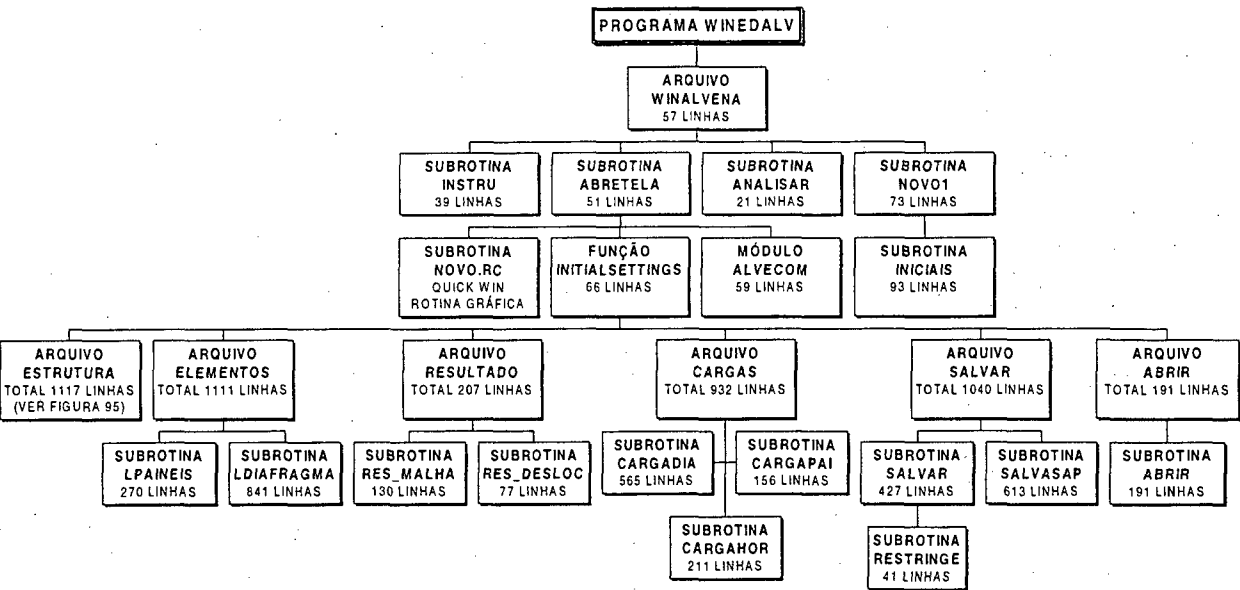


Figura 92 - Estrutura do programa WINEDALV

O arquivo ESTRUTURA.F90, responsável pela geração da malha dos painéis-tipos e também pelo controle dos comandos sair, voltar e destravar das janelas, possui a seguinte distribuição de subrotinas.

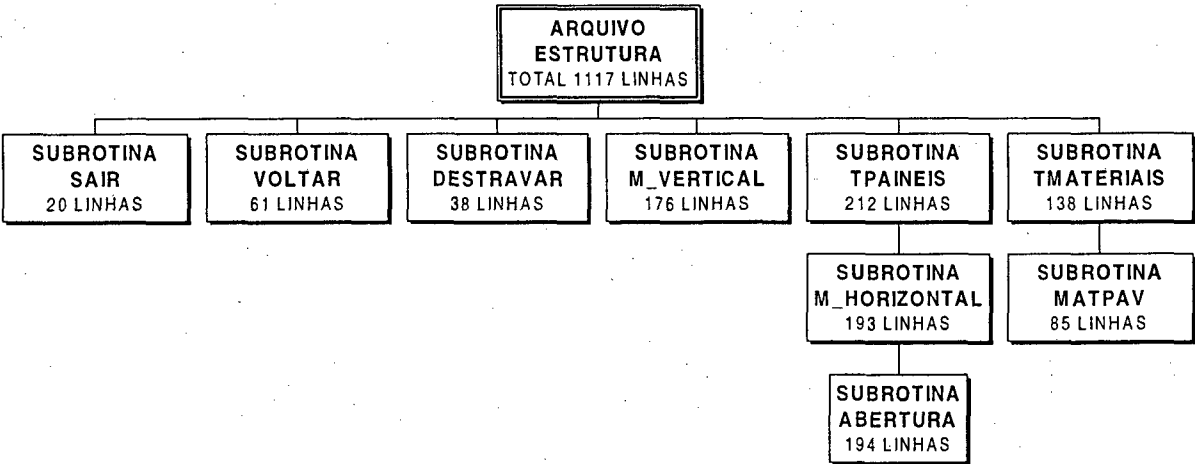


Figura 93 - Subrotinas do arquivo Estrutura

A seguir estão descritas as rotinas utilizadas e suas respectivas funções.

ABERTURA – subrotina onde são lidas as informações referentes às aberturas nos painéis-tipos e também são realizadas algumas verificações quanto às coordenadas das aberturas em relação a malha gerada, conforme descrito no item 5.3.1;

ABRETELA – subrotina para a visualização da tela de abertura;

ANALISAR – subrotina que executa os módulos ALVENA, DIAFRAGMA, PAINEL e RESOLVE do programa EDALV;

ABRIR – subrotina para ler um arquivo de dados gravado anteriormente (extensão .TXT) e atribuição dos valores às variáveis;

ALVECOM – módulo que define o tipo (real de precisão simples ou dupla, inteiro ou caractere) e espaço reservado para as variáveis, vetores e matrizes;

CARGADIA – subrotina de entrada dos valores de cargas verticais que atuam nos diafragmas (sobrecarga acidental e permanente) e distribuição nos apoios (nós) correspondentes, segundo a NBR 6118 (ABNT, 1978);

CARGAHOR – subrotina para a entrada do valor das cargas horizontais (vento) em cada pavimento nas direções X e Y, e transformação destas cargas para os nós, conforme descrito no Capítulo 3;

CARGAPAI – subrotina de entrada dos valores de cargas verticais que atuam nos painéis, fazendo a distribuição destas diretamente para os nós correspondentes;

DESTRAVAR – subrotina que libera a edição das janelas após abrir um arquivo gravado anteriormente;

INICIAIS – subrotina onde são informados o número de pavimentos e o modelo que será utilizado; pavimento térreo igual ao tipo ou pavimento térreo diferente do tipo (não implementado);

INSTRU – subrotina que apresenta uma tela de ajuda ao usuário, com informações básicas para a utilização do programa;

INITIALSETTINGS – subrotina que define e controla o menu principal das janelas, conforme ilustrado na Figura 78;

LPAINES – subrotina que faz o posicionamento dos painéis tipos na estrutura, geração da malha do edifício no sistema global (vertical e horizontal) e definição dos painéis fictícios (ver Figura 86);

LDIAFRAGMA – subrotina para o posicionamento dos diafragmas, definição da continuidade dos diafragmas para efeito da distribuição do carregamento vertical (sobrecarga acidental e permanente) e incidência de cargas horizontais (vento);

M_HORIZONTAL – subrotina responsável pela entrada dos nós e suas respectivas distâncias em relação ao ponto inicial do painel-tipo (inferior esquerdo) e pela geração da malha horizontal;

M_VERTICAL – subrotina onde são informados os nós da malha vertical e suas respectivas alturas em relação à origem do painel (coordenada zero), ou seja, a distribuição dos nós na vertical que será utilizada na geração da malha dos painéis-tipos. Existe a opção para a geração de malha diferenciada para o pavimento térreo (não implementado);

MATPAV – subrotina de entrada do número do material para cada pavimento, possibilitando a utilização de diferentes materiais ou propriedades de materiais nos diversos pavimentos;

NOVO1 – subrotina que inicializa uma estrutura nova. É informado o nome que será utilizado nos arquivos de entrada e saída de dados e nos arquivos binários de comunicação entre os diversos módulos de EDALV;

NOVO.RC – controle da parte gráfica (rotina interna do FORTRAN 90), ícones, figuras e caixas de diálogo (janelas);

RESTRINGE – subrotina que faz a verificação de quais nós se encontram na menor coordenada Z (térreo), considerando como apoio, e quais estão ocupando a mesma coordenada no espaço, fazendo com que sejam restringidos a ter os mesmos deslocamentos;

RES_MALHA – subrotina que visualiza o arquivo “saida.txt” com todos os nós e suas respectivas coordenadas, geradas na subrotina **LPAINEIS**;

RES_DESLOC – subrotina que visualiza o arquivo “nome”.res com os deslocamentos de cada nó nas direções X, Y e Z para cada caso de carregamento;

SAIR – subrotina que comanda a saída do usuário das janelas. Fecha a janela e volta na última tela de entrada aberta;

SALVAR – subrotina que grava os arquivos saida.txt com o resultado da malha, o arquivo “nome”.txt com os dados das janelas e o arquivo “nome”.edv com os dados da estrutura para o programa **EDALV**.

SALVASAP – subrotina que gera e grava o arquivo “nome”.s2k com informações da estrutura para ser importado no programa **SAP2000**;

TMATERIAIS – subrotina que cadastra os materiais que serão utilizados na estrutura. É informado o nome do material, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e o peso específico.

TPAINEIS – subrotina que cadastra os tipos de painéis, define a malha horizontal, o material, o número de aberturas e gera a malha para cada painel-tipo;

VOLTAR – subrotina que gerencia o comando voltar das janelas, recuando uma confirmação cada vez que é acionado o botão “Volta”;

WINALVENA – subrotina de inicialização do programa **WINEDALV**. Chama a subrotina **INITIALSETTINGS** e também atribui os valores padrão para as variáveis que são mostradas nas janelas;

No próximo item será apresentado o funcionamento das diversas subrotinas responsáveis pela geração da malha do edifício a ser analisado e alguns aspectos referentes à geração de malhas.

5.3 - Geração da malha

Cada vez mais os programas de elementos finitos estão se aperfeiçoando, com a utilização de pré-processadores para geração de malhas com saídas gráficas para sua visualização e verificação da geometria, facilitando seu uso e também contribuindo para a difusão do método dos elementos finitos no meio técnico. Alguns programas mais modernos dispõem de pré-processadores para geração automática de malhas, lançando malhas sucessivamente até a obtenção de uma malha considerada adequada, verificando-se para isto a descontinuidade de tensões entre elementos.

Os geradores de malha de elementos finitos são a interface entre o engenheiro e os programas de cálculo estrutural baseados no método dos elementos finitos. É fundamental que essa interface seja bem elaborada para agilizar a entrada de dados e diminuir os erros de modelagem e também de digitação. O processo consiste em subdividir a estrutura a ser analisada em partes menores e mais simples, os denominados elementos finitos, cujas propriedades de deformação e conectividade são impostas pelo engenheiro.

A geração da malha de elementos finitos do edifício no programa WINEDALV é semi-automática. Cabe ao usuário a responsabilidade na definição da malha de cada painel-tipo, indicando o número de nós na vertical e na horizontal da malha, necessitando apenas definir os nós externos de cada painel-tipo (contorno). A partir desta definição o programa gera a malha de todas as paredes e lajes do edifício. Lembrando que é fundamental que o usuário tenha conhecimentos suficientes sobre o Método dos Elementos Finitos de forma a lançar uma malha adequada.

No programa WINEDALV, primeiramente deve-se fazer uma análise prévia da estrutura a ser discretizada; essa análise compõe-se de três etapas básicas: Definição da malha vertical, definição dos tipos de painéis e suas malhas horizontais e posicionamento dos painéis e diafragmas. O programa segue sempre a mesma sequência para a discretização de um edifício, começando com a primeira etapa onde é definida a distribuição dos nós na vertical – os nós são os pontos de ligação entre os elementos – para um pavimento, caso haja mais de um pavimento, os nós serão gerados automaticamente nos pavimentos superiores ao posicionar cada painel (terceira etapa). O próximo passo é a criação dos tipos de painel onde é informada a espessura do painel, seu material, suas aberturas e a distribuição dos nós na horizontal, ou seja, para paredes

iguais, muito comum em edifícios de alvenaria estrutural, não é necessário discretizá-la novamente, bastando fazê-la uma vez. Na terceira e última etapa é realizado o posicionamento dos painéis e diafragmas, onde é informado o tipo de painel, suas coordenadas X, Y e Z e o plano que se encontra, X-Z ou Y-Z. A definição da origem do sistema de coordenadas e a escolha dos eixos X e Y fica a critério do usuário, sendo que o eixo Z deve ser sempre vertical e X, Y devem estar contidos em um plano horizontal.

Na geração da malha vertical deve-se definir primeiramente a posição das aberturas, que limitam a distribuição dos nós. O programa WINEDALV utiliza a mesma geração de malha vertical para todos os pavimentos tipos, tendo a opção para uma implementação futura de geração diferente para o pavimento térreo ou para outros pavimentos.

Na Figura 94 tem-se um exemplo de geração da malha vertical, ilustrando à esquerda os nós que devem ser fornecidos pelo usuário, com sua coordenada Z e à direita os nós e suas respectivas coordenadas que serão gerados pelo programa.

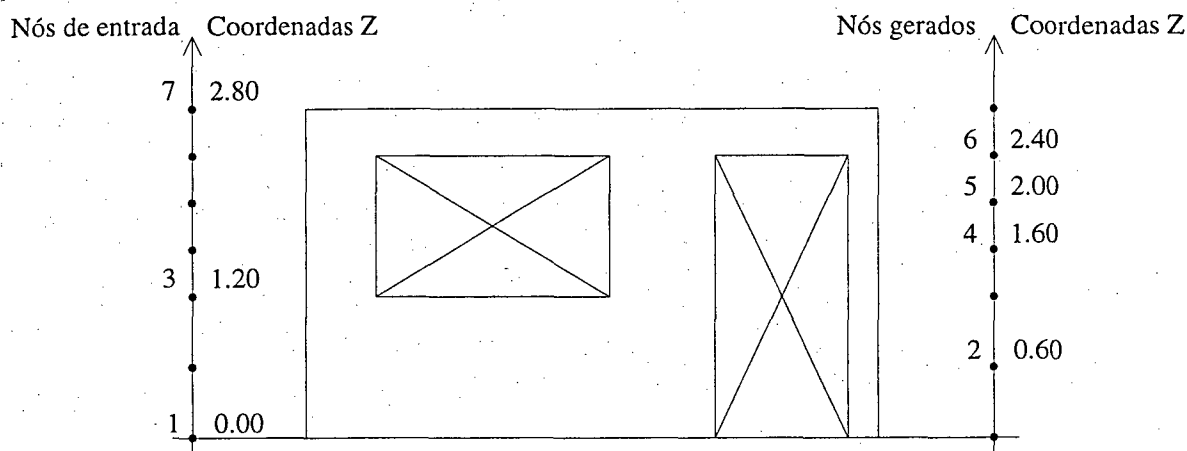


Figura 94 - Geração da malha vertical

Todos os nós devem ser numerados em ordem crescente, podendo saltar números na seqüência pois o programa gera automaticamente todos os nós intermediários e suas respectivas coordenadas.

A Figura 95 ilustra um exemplo de geração da malha horizontal, onde observa-se abaixo os nós que devem ser fornecidos pelo usuário, com sua coordenada X-Y e acima os nós e suas

respectivas coordenadas gerados pelo programa. Segue o mesmo princípio descrito para a malha vertical, onde o programa gera automaticamente os nós intermediários suprimidos.

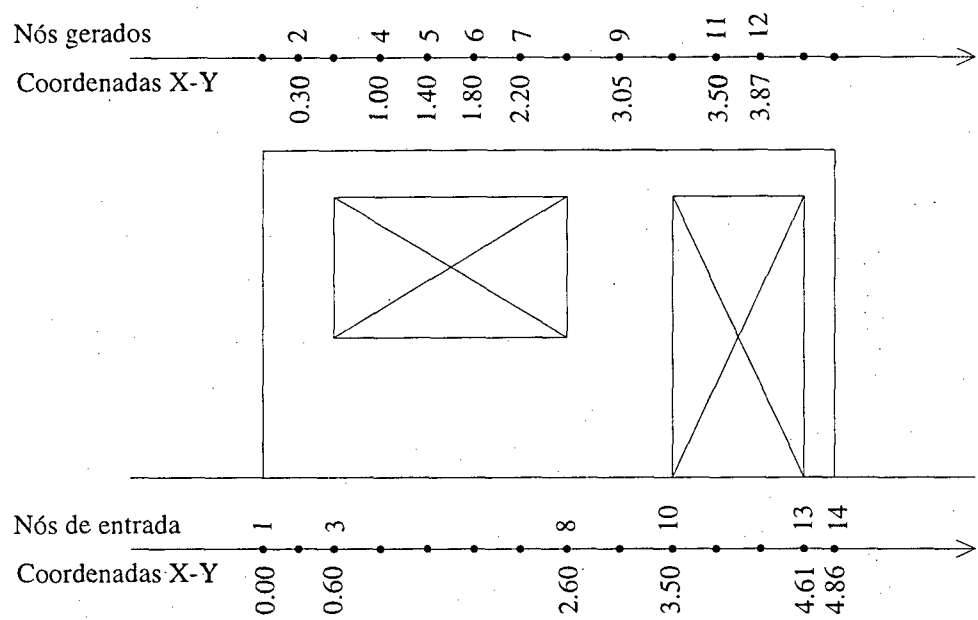


Figura 95 - Geração da malha horizontal

A Figura 96 ilustra o resultado da geração da malha de um painel-tipo, considerando o exemplo das Figuras 94 e 95. Ainda nesta figura observa-se a numeração dos nós e sua conformação.

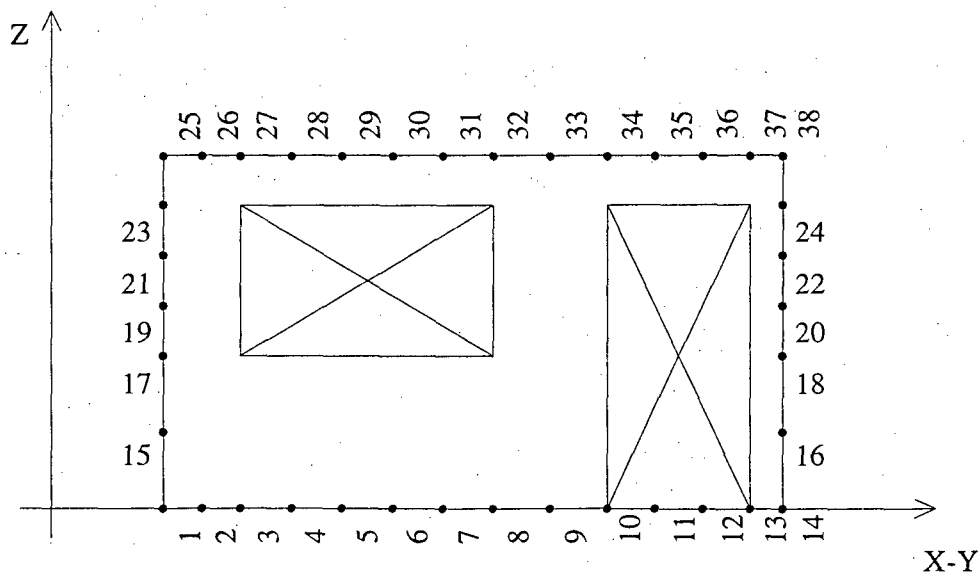


Figura 96 - Geração da malha de um painel-tipo

5.3.1- Detecção de erros na geração da malha

O grande número de informações para a geração da malha de um edifício aumenta a probabilidade de ocorrer erros, tanto de digitação quanto de concepção. Para diminuir as chances de não se obter a malha desejada no final da entrada de dados, foram introduzidas diversas verificações no programa WINEDALV. Em cada etapa da geração, descritas anteriormente, são realizadas as conferências de cada etapa conforme segue.

Na geração da malha vertical é verificado se o número do nó fornecido é maior que o anterior e também se sua coordenada é maior que a anterior, para garantir que a ordem de geração esteja correta. É verificado se os números dos nós são inteiros e positivos e se as coordenadas são números reais não negativos. Caso um destes casos venha a acontecer o programa mostra uma mensagem de erro, indicando onde ocorre e possibilita sua correção.

Ao entrar com um novo tipo de painel, primeiramente é realizada a geração da malha horizontal e sua verificação, que é idêntica à da malha vertical. Após a confirmação da malha horizontal e geração da malha do painel tipo, caso haja aberturas neste painel verifica-se se cada abertura pertence à malha gerada, ou seja, verifica-se se as coordenadas dos pontos externos da abertura são iguais à alguma coordenada da malha.

Na janela de inclusão dos diafragmas ocorrem as verificações para a confirmação de que o posicionamento dos painéis e diafragmas foram informados corretamente e a malha do edifício foi gerada de acordo com os dados fornecidos. A primeira verificação é se o número do painel de cada lado do diafragma se repete para um mesmo diafragma. Depois é verificado se o número de nós dos painéis opostos são iguais, caso contrário a malha do diafragma não coincidirá nos dois lados. Em seguida verifica-se se as coordenadas dos nós de cada lado são iguais às coordenadas dos nós do lado oposto. Por último é verificado se o painel informado para cada lado do diafragma existe e pertence ao primeiro pavimento, pois a geração ocorre também para os pavimentos superiores a partir do primeiro tipo.

Outro aspecto que o analista deve considerar ao definir a malha de um painel ou diafragma é a interferência da mesma sobre os demais painéis que se encontram no mesmo alinhamento. Este erro de concepção é captado nas verificações anteriores quando o programa compara se o número de nós de lados opostos e as coordenadas de cada nó de um diafragma são iguais. A Figura 97 ilustra a malha de um edifício visto no plano X-Y onde mostra-se a maneira

correta e a errada para a malha gerada no WINEDALV. Alguns programas utilizam elementos de ligação para contornar este problema.

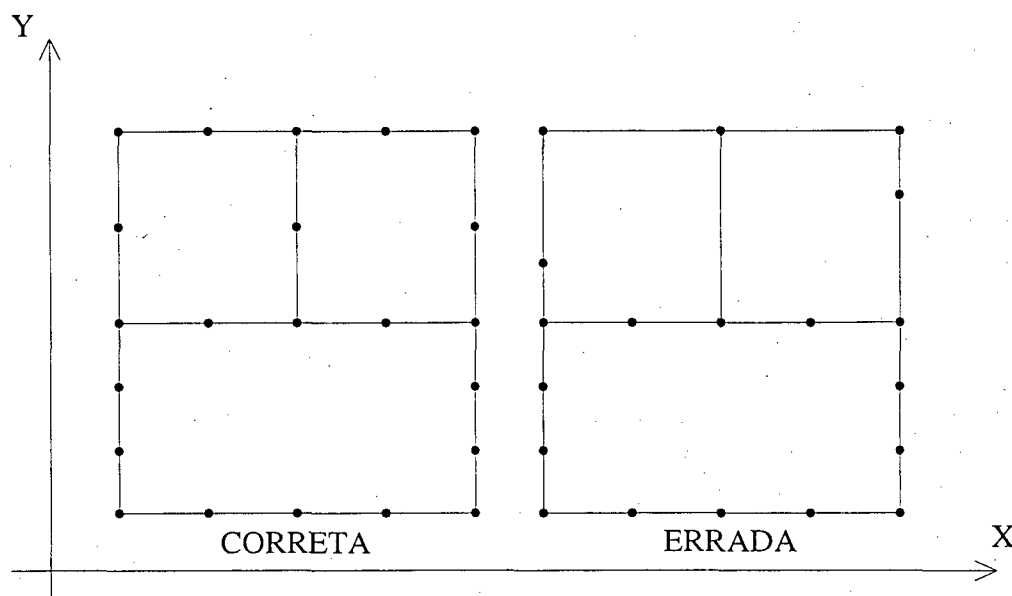


Figura 97 - Erros na geração da malha

5.3.2- Pré-processador para o SAP2000

Programas baseados em elementos finitos necessitam de uma grande quantidade de dados para a resolução de um problema. Como entrada de dados tem-se as coordenadas dos nós de cada elemento finito e suas propriedades como espessura, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e vínculos. Neste método, quanto maior o número de divisões for realizada na estrutura, mais a solução aproximada se aproxima da exata, mas também maior será a quantidade de dados a ser informada ao programa. Para minimizar este problema tem sido desenvolvidos desde a década de 70 vários pré-processadores (SOUZA e PAIVA, 1996). Um pré-processador deve usufruir de um método automatizado de gerar a malha e informar as propriedades dos elementos e as condições de contorno (vínculos).

Com o objetivo de comparar os resultados obtidos no EDALV com o programa SAP2000, foi desenvolvido um pré-processador que gera um arquivo formatado, com extensão S2K, onde é realizado todo o processamento dos dados fornecidos no programa WINEDALV para a discretização da estrutura (geração da malha e elementos finitos) e transformá-los no formato que é lido pelo programa SAP2000. Neste arquivo estão todas as coordenadas dos nós,

sua numeração, conectividade dos elementos (número dos nós que cada elemento está ligado) no formato de geração do SAP2000 (GEN =), propriedades dos materiais, condições de vinculação, restrições, cargas aplicadas para cada caso de carregamento.

Uma das diferenças básicas entre os modelos do programa EDALV e do SAP2000 na geração da malha e dos demais dados da estrutura é a quantidade de nós e elementos utilizados na discretização de uma mesma estrutura, considerando as mesmas dimensões dos elementos. No SAP2000 estas quantidades são muito maiores devido ao fato de necessitar de todos os nós e elementos para formar cada parte da estrutura, um painel por exemplo. Já no EDALV, como é realizada a condensação estática, são necessários apenas os nós de contorno de cada parte (painel ou diafragma), diminuindo muito os dados a serem informados e também o tempo de processamento.

Tomando como exemplo o edifício da Figura 98, tem-se uma idéia de discretização de uma estrutura e da quantidade de dados a serem informados para formar a estrutura. Este edifício possui 4 pavimentos e uma área de 254 m² por pavimento, sendo discretizada com elementos de aproximadamente 40x40 cm. A malha gerada no WINEDALV resultou em 4200 nós, enquanto que para o programa SAP2000 resultou em 12820 nós. Os resultados dos deslocamentos dos nós obtidos pelos dois programas em vários exemplos foram idênticos e serão apresentados no capítulo seguinte.

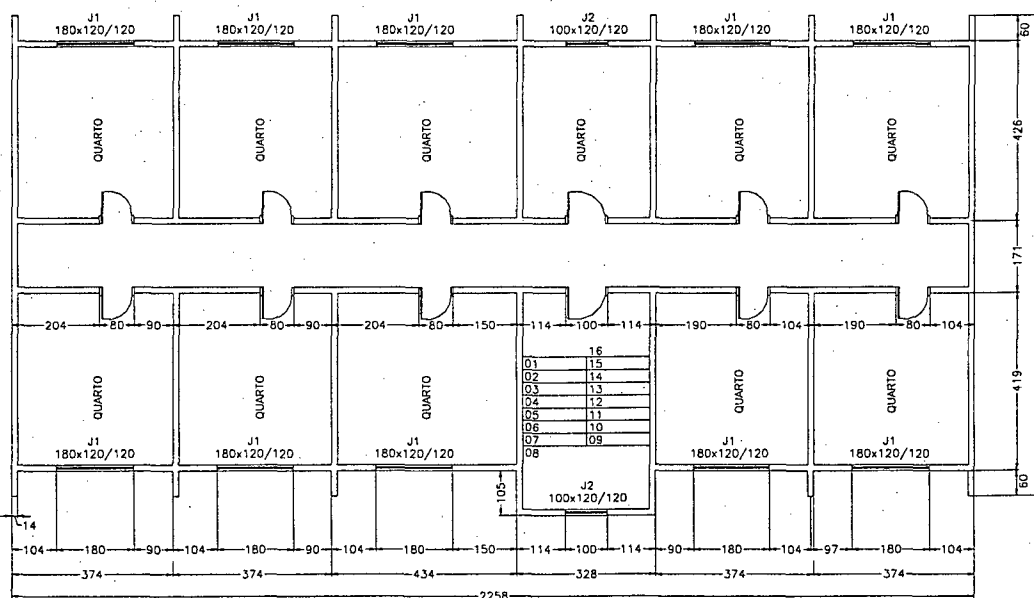


Figura 98- Planta baixa do pavimento tipo do edifício da moradia estudantil da UFSC

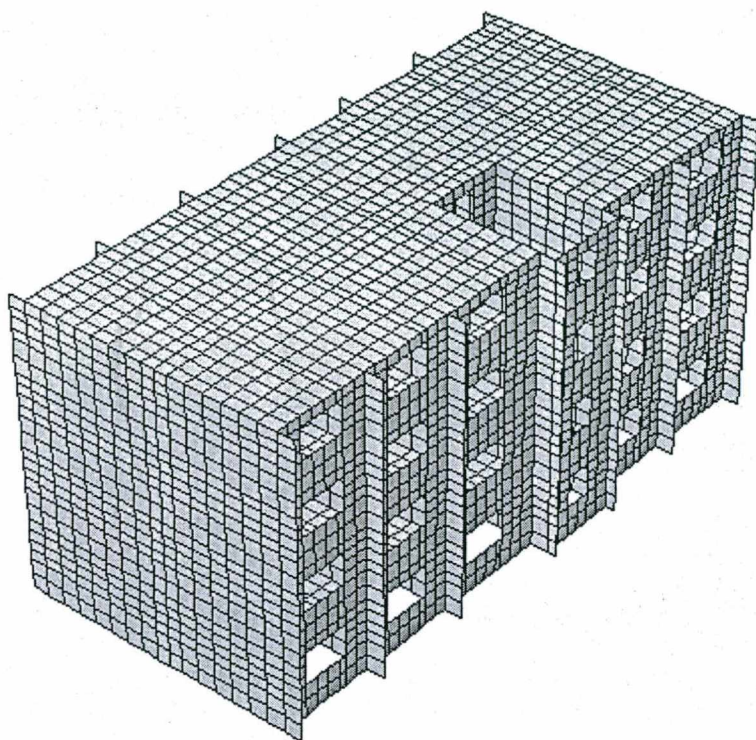


Figura 99- Edifício da Figura 98 discretizado no WINEDALV e importado no SAP2000

No próximo capítulo este edifício será analisado, juntamente com outros exemplos, no programa EDALV e seus resultados serão verificados com os do programa SAP2000. Também será considerado o modelo de diafragma rígido para as lajes (SAP2000) e comparado com o modelo de diafragma flexível utilizado nesta dissertação.

CAPÍTULO 6 – EXEMPLOS E COMPARAÇÕES

Neste capítulo apresentam-se os resultados de dois exemplos de 4 pavimentos com diafragmas rígidos e flexíveis, sendo que um exemplo também é analisado com 8 pavimentos e as paredes e diafragmas flexíveis são modelados com elementos planos. Verificam-se os resultados obtidos no programa EDALV com os obtidos no programa SAP2000 considerando as lajes como diafragmas rígido e flexível e logo após realiza-se a comparação entre os resultados do modelo com diafragma flexível com os resultados obtidos considerando a hipótese de diafragma rígido na análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a cargas laterais.

Primeiramente verificou-se os resultados obtidos no programa EDALV com os resultados obtidos no programa SAP2000 em vários exemplos (não apresentados) com geometrias e carregamentos diversos, onde observou-se que os resultados dos deslocamentos para todos os nós comparados eram iguais, sendo que este fato ocorreu para todos os casos de carregamentos.

Confirmada a confiabilidade dos resultados obtidos no programa EDALV, iniciou-se a análise dos exemplos, tanto no programa EDALV para os modelos de diafragma flexível, quanto no programa SAP2000 para diafragma rígido e flexível, onde foram comparados exemplos de edifícios de quatro e oito pavimentos. Nos exemplos que serão apresentados a seguir, as lajes de concreto armado foram tanto consideradas rígidas, utilizando-se uma restrição em todos os nós de um mesmo pavimento, quanto flexíveis no plano, sendo modeladas por elementos finitos de estado plano de tensão isoparamétricos de 4 nós, com malhas variando de 0,20x0,20m a 0,50x0,50m. A altura entre pisos de todos os edifícios é de 2,80m. A espessura das paredes de alvenaria estrutural varia conforme o exemplo; para os exemplos 1a e 1b foram utilizadas paredes com 0,19m de espessura, e para o exemplo 2 foram utilizadas paredes com 0,14m de espessura. As lajes dos exemplos 1a e 1b são de concreto armado e possuem 0,12m de espessura e as lajes do exemplo 2 possuem 0,10m de espessura.

Em todos os modelos estudados foram utilizados elementos planos, tanto para as lajes (diafragmas) quanto para as paredes (painéis), com propriedades do concreto para os diafragmas e com propriedades da alvenaria para os painéis, conforme valores apresentados na Tabela 6. Os materiais concreto e alvenaria foram considerados isotrópicos e elástico-linear.

Tabela 6 – Propriedades dos materiais utilizados nos exemplos

Material	Módulo de Elasticidade (E)	Coeficiente de Poisson (v)	Peso Específico (W)
Alvenaria	2.93 E+06 kN/m ²	0,17	19 kN/m ³
Concreto	2.13 E+07 kN/m ²	0,20	25 kN/m ³

Nos modelos estudados aplicam-se também cargas verticais, mas analisou-se apenas os casos de carregamentos 3 a 6 que compreendem os carregamentos horizontais, aplicados diretamente nos diafragmas. Nas Tabelas 7 a 10 apresentam-se os resumos dos cálculos das cargas horizontais provenientes da ação do vento nas fachadas perpendiculares dos edifícios estudados, calculadas segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988).

Tabela 7 - Cargas horizontais provenientes da ação do vento na direção X

Edifício	Classe	Categoria	Ca	Altura(m)	Coef. S2	q (N/m2)	qv (N/m)
Exemplo 1a 11,60 x 12,80m 4 pavimentos	A	IV	1,10	≤ 5	0,79	774,7	9544
				5-10	0,86	918,1	11311
				10-15	0,90	1005,5	12387
Exemplo 1b 11,60 x 12,80m 8 pavimentos	B	IV	1,21	≤ 5	0,76	717,0	9717
				5-10	0,83	855,2	11589
				10-15	0,88	961,3	13027
				15-20	0,91	1027,9	13931
				20-30	0,96	1144,0	15504
Exemplo 2 11,36 x 22,44m 4 pavimentos	B	IV	1,15	≤ 5	0,76	717,0	6109
				5-10	0,83	855,2	7286
				10-15	0,88	961,3	8190

A distribuição do vento sobre a fachada é concentrada nas lajes a cada pavimento, conforme descrito no Capítulo 3. A Tabela 8 mostra as cargas resultantes que atuam nas lajes na direção X e a Tabela 10 as que atuam na direção Y.

Tabela 8 - Cargas de vento atuantes nas lajes de cada pavimento [kN/m] na direção X

Edifício	Pavimento							
	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
Exemplo 1a – 4pvtos	2.396	2.691	2.852	1.504	-	-	-	-
Exemplo 1b – 8pvtos	2.440	2.753	2.930	3.198	3.303	3.468	3.627	1.934
Exemplo 2 - 4pvtos	2.319	2.616	2.785	1.492	-	-	-	-

Tabela 9 - Cargas horizontais provenientes da ação do vento na direção Y

Edifício	Classe	Categoria	Ca	Altura(m)	Coef. S2	q (N/m2)	qv (N/m)
Exemplo 1a 11,60x12,80m 4 pavimentos	A	IV	1,12	≤ 5	0,79	774,7	11106
				5-10	0,86	918,1	13162
				10-15	0,90	1005,5	14414
Exemplo 1b 11,60x12,80m 8 pavimentos	B	IV	1,25	≤ 5	0,76	717,0	11472
				5-10	0,83	855,2	13682
				10-15	0,88	961,3	15381
				15-20	0,91	1027,9	16447
				20-30	0,96	1144,0	18304
Exemplo 2 11,36 x 22,44m 4 pavimentos	B	IV	0,80	≤ 5	0,76	717,0	6109
				5-10	0,83	855,2	7286
				10-15	0,88	961,3	8190

Tabela 10 - Cargas de vento atuantes nas lajes de cada pavimento [kN/m] na direção Y

Edifício	Pavimento							
	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
Exemplo 1a – 4pvtos	2.440	2.740	2.904	1.532	-	-	-	-
Exemplo 1b – 8pvtos	2.521	2.844	3.027	3.304	3.413	3.583	3.747	1.998
Exemplo 2 - 4pvtos	1.512	1.706	1.816	0.973	-	-	-	-

A seguir apresentam-se os resultados obtidos no programa EDALV modelando-se as lajes como diafragma flexível (elemento plano) e no programa SAP2000 modelando-se as lajes como diafragma flexível e rígido. As comparações dos exemplos são apresentadas em termos de deslocamentos nodais, conforme o caso de carregamento. Em todos os exemplos as paredes foram modeladas com elementos de estado plano de tensão. Os resultados para cada exemplo serão apresentados em gráficos onde observa-se a comparação entre diafragma rígido e flexível em cada pavimento para uma ou duas direções e em um ou dois alinhamentos num mesmo pavimento, todos em relação aos deslocamentos nodais em valores absolutos, na unidade metro. Algumas conclusões quanto à modelagem de diafragmas são extraídas ao final deste estudo que serão apresentadas no próximo capítulo.

6.1 – Exemplo 1a – Edifício comercial com 4 pavimentos

O primeiro exemplo (1a) trata-se de um edifício comercial de 4 pavimentos com dimensões em planta de 11,60 x 12,80m. Na Figura 100 observa-se o edifício discretizado com elementos finitos de estado plano de tensão, gerado pelo programa WINEDALV a partir de dados fornecidos, conforme apresentado no Capítulo 5, e importado pelo programa SAP2000 onde pode ser visualizado.

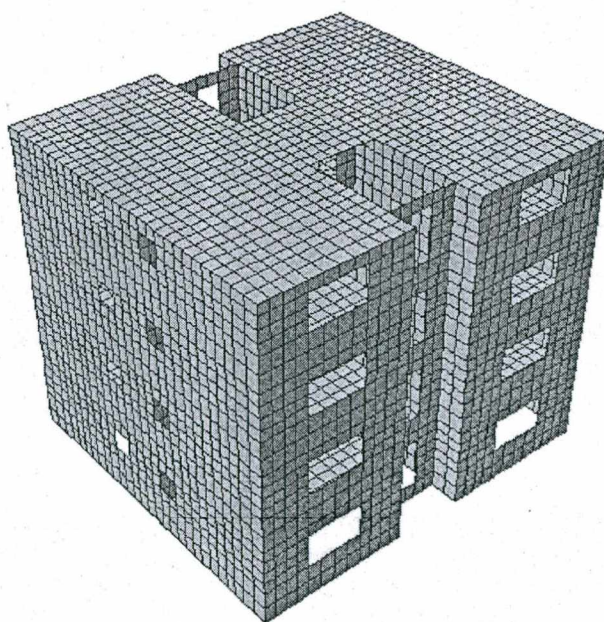


Figura 100- Edifício do exemplo 1a discretizado no WINEDALV e importado no SAP2000

Os exemplos 1a e 1b possuem a mesma planta arquitetônica para o pavimento tipo (ver Figura 101), diferindo apenas no número de pavimentos: 4 para o exemplo 1a e 8 para o 1b.

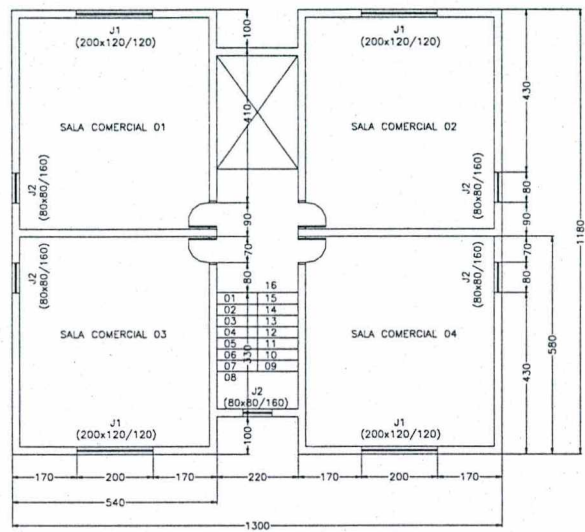


Figura 101- Planta baixa do pavimento tipo dos edifícios dos exemplos 1a e 1b

Para a discretização dos exemplos e análise no programa EDALV é necessário, primeiramente, formular o esquema estrutural para o mesmo, de acordo com a filosofia do programa WINEDALV, apresentada no capítulo anterior. A Figura 102 ilustra o esquema estrutural do exemplo 1a, onde as lajes (diafragmas) são especificadas com a letra “L” e as paredes (painéis) com as letras “PAR”, seguidas da respectiva numeração.

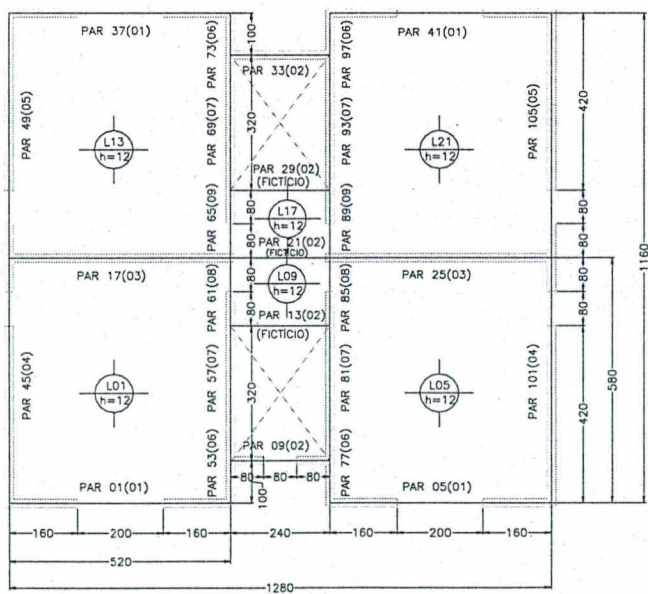


Figura 102- Esquema estrutural do edifício do exemplo 1a para o programa WINEDALV

Os resultados observados nos exemplos 1a e 1b foram retirados da sequência de nós ilustrada na Figura 103, em cada pavimento na direção X, no sentido da esquerda para a direita, no alinhamento de coordenada $Y=5,80\text{m}$ em relação ao ponto inferior do edifício, para cargas laterais devidas à ação do vento, na mesma direção e sentido.

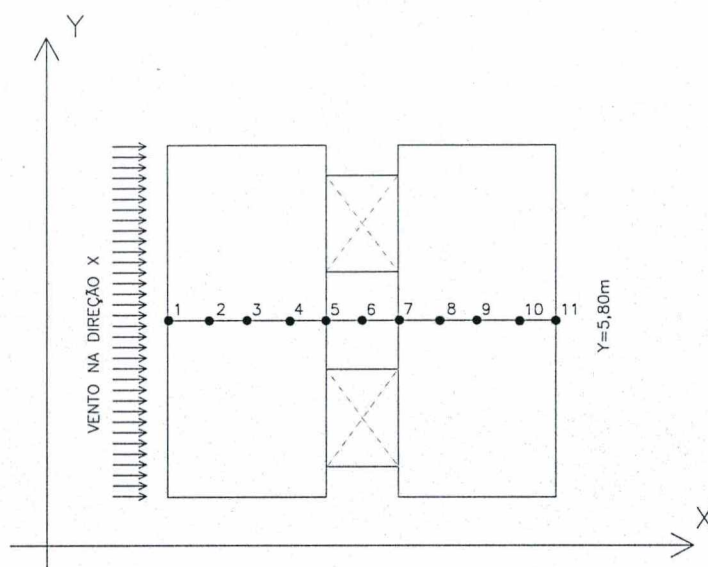


Figura 103- Localização dos pontos de medição dos deslocamentos dos exemplos 1a e 1b

Para o modelo de diafragma flexível, os resultados fornecidos pelo programa EDALV coincidem com os do programa SAP2000, conforme podem ser observados nas Figuras 104 a 107, verificando-se assim a confiabilidade do programa EDALV.

Começando com os resultados obtidos no primeiro pavimento, observa-se inicialmente que para o modelo de diafragma rígido, ilustrado nos gráficos com uma linha tracejada e abreviado com as letras “DR”, obtém-se o mesmo valor de deslocamento em todos os pontos do alinhamento conforme o esperado, uma vez que o diafragma não se deforma no plano. Para o modelo com diafragma flexível (no plano) os deslocamentos variam ao longo do alinhamento, diminuindo à medida que afasta-se do ponto de aplicação da carga; este fato ocorre devido à deformação do diafragma. Para o primeiro pavimento, a diferença nos valores de deslocamentos dos nós iniciais entre o modelo de diafragma rígido e o modelo de diafragma flexível fica em torno de 10% (ver Figura 104).

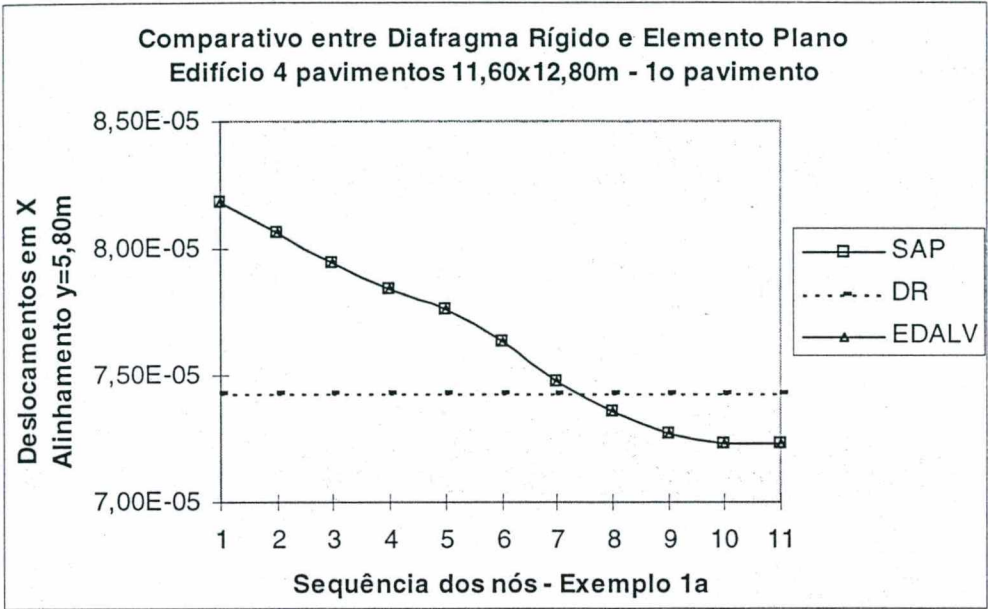


Figura 104

No segundo pavimento a diferença encontrada entre os dois modelos, rígido e flexível, para os deslocamentos é ligeiramente menor do que para o primeiro, uma vez que começa ser sentida a influência da deformação por flexão. Esta diferença ficou próxima a 7%, conforme observa-se na figura seguinte.

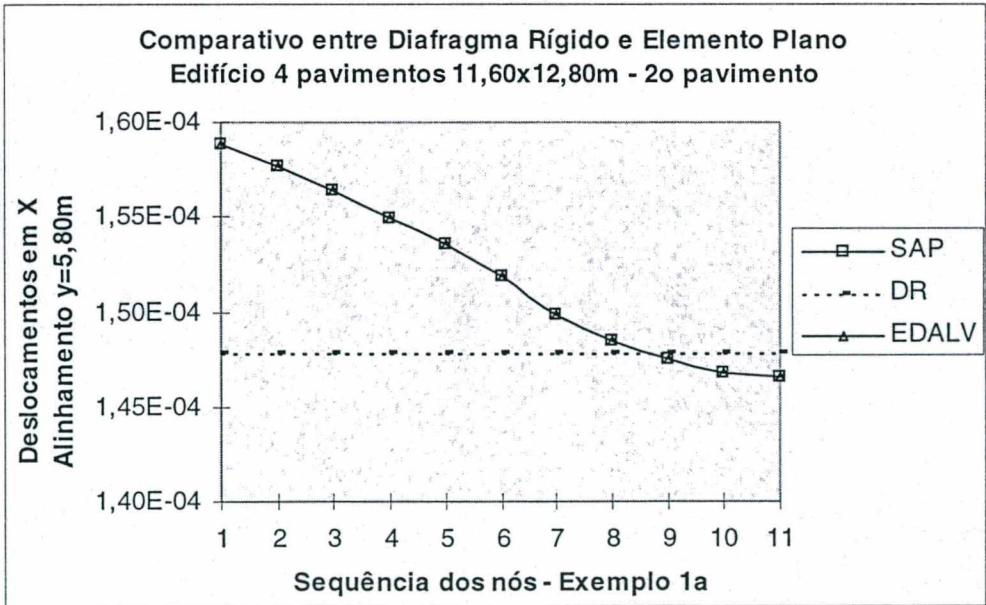


Figura 105

Nas Figuras 106 e 107, onde apresentam-se os resultados do terceiro e quarto pavimento respectivamente, observa-se uma redução na diferença entre os valores obtidos pelos diferentes modelos de diafragma, ficando em torno de 5%.

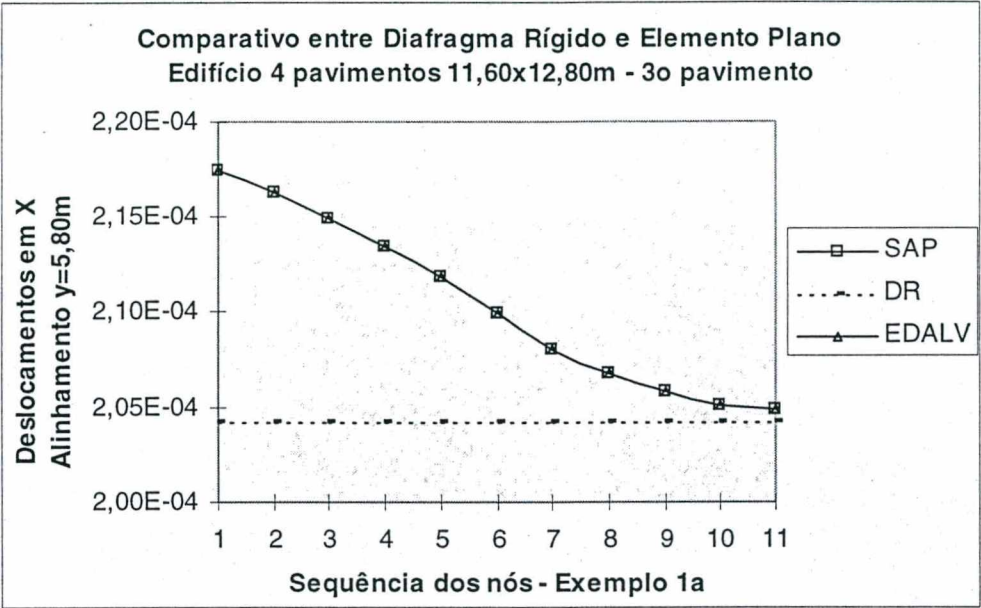


Figura 106

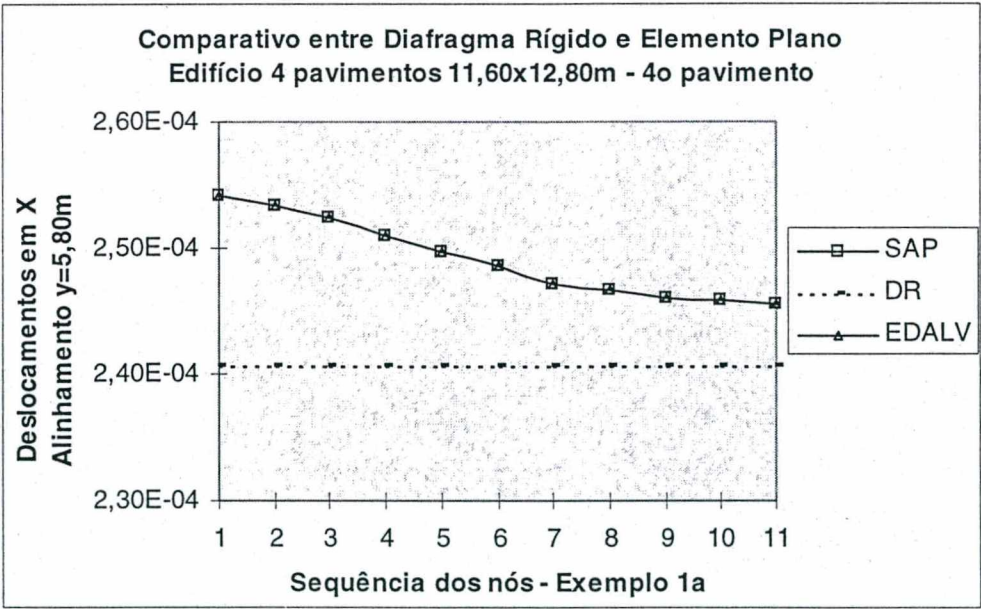


Figura 107

Os valores da diferença, em porcentagem, entre os modelos de diafragma para o exemplo 1a, ao longo do alinhamento ilustrado na Figura 103, podem ser observados na Tabela 11, onde observa-se claramente que os nós do diafragma flexível sofrem um deslocamento maior próximo ao ponto de aplicação do carregamento e menor quanto mais afastado o nó se encontra deste ponto.

Tabela 11 - Diferenças em % entre diafragma rígido e flexível no exemplo 1a para vento atuando na direção X

ORDEM NÓ	DIFERENÇA EM %			
	PVTO 1	PVTO 2	PVTO 3	PVTO 4
1	9,2	6,9	6,1	5,3
2	7,9	6,3	5,6	5,1
3	6,5	5,5	5,0	4,7
4	5,2	4,6	4,3	4,1
5	4,3	3,7	3,6	3,6
6	2,7	2,7	2,8	3,2
7	0,6	1,3	1,8	2,7
8	-1,0	0,5	1,3	2,4
9	-2,3	-0,2	0,8	2,2
10	-2,8	-0,7	0,4	2,1
11	-2,8	-0,8	0,3	2,0

6.2 – Exemplo 1b – Edifício comercial com 8 pavimentos

O exemplo 1b trata de um edifício comercial de 8 pavimentos com planta baixa idêntica a do exemplo 1a. Na Figura 108 observa-se o edifício em 3D discretizado em elementos finitos planos, também gerado pelo programa WINEDALV e importado no programa SAP2000 para posterior análise, tanto com diafragma rígido quanto com diafragma flexível.

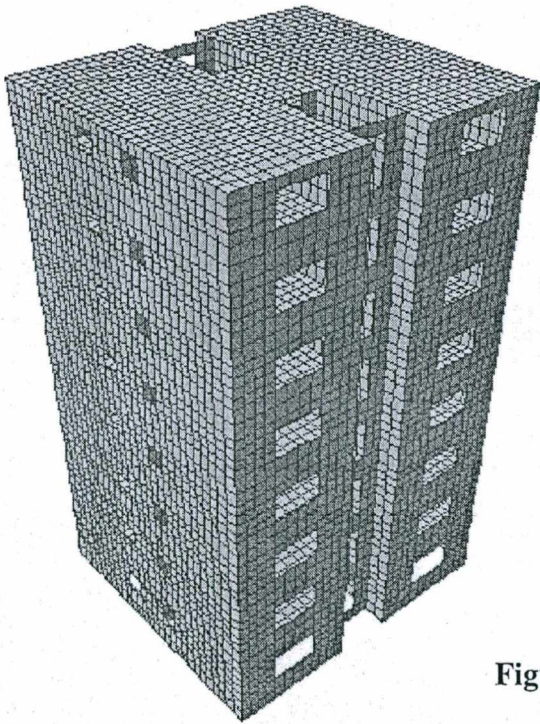


Figura 108- Exemplo 1b visualizado no SAP2000

Passando agora para a análise do exemplo 1b, observa-se novamente que no modelo com diafragma rígido ocorrem mesmos valores de deslocamentos em todos os pontos do alinhamento para cada pavimento (ver Figuras 110 a 117), sendo que para o modelo de diafragma flexível os resultados fornecidos pelos programas EDALV e SAP2000 coincidem novamente. Para o modelo com diafragma flexível (no plano) os deslocamentos variam ao longo do alinhamento, conforme também observado no exemplo 1a, só que para este exemplo a variação observada nestes valores são menores. Para o primeiro pavimento, a diferença nos valores de deslocamentos dos nós iniciais entre o modelo de diafragma rígido e o modelo de diafragma flexível é aproximadamente 5% (ver Figura 110).

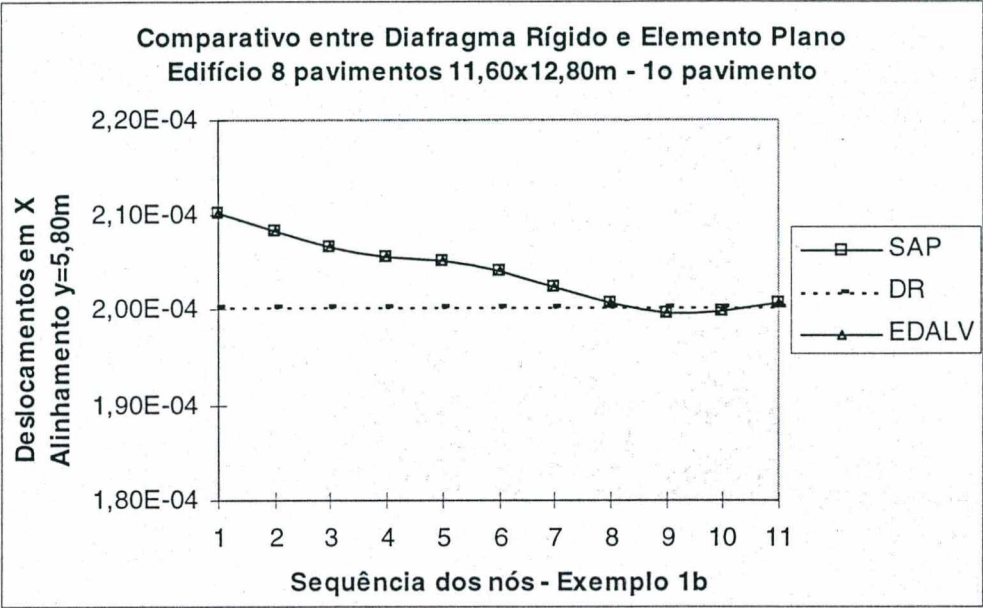


Figura 110

Na figura seguinte (Figura 111), que apresenta os resultados do segundo pavimento do exemplo 1b, observa-se uma pequena diminuição nos valores de deslocamentos dos nós ao longo do alinhamento ilustrado na Figura 103. A diferença entre os dois modelos de diafragmas não ultrapassa 3,5%.

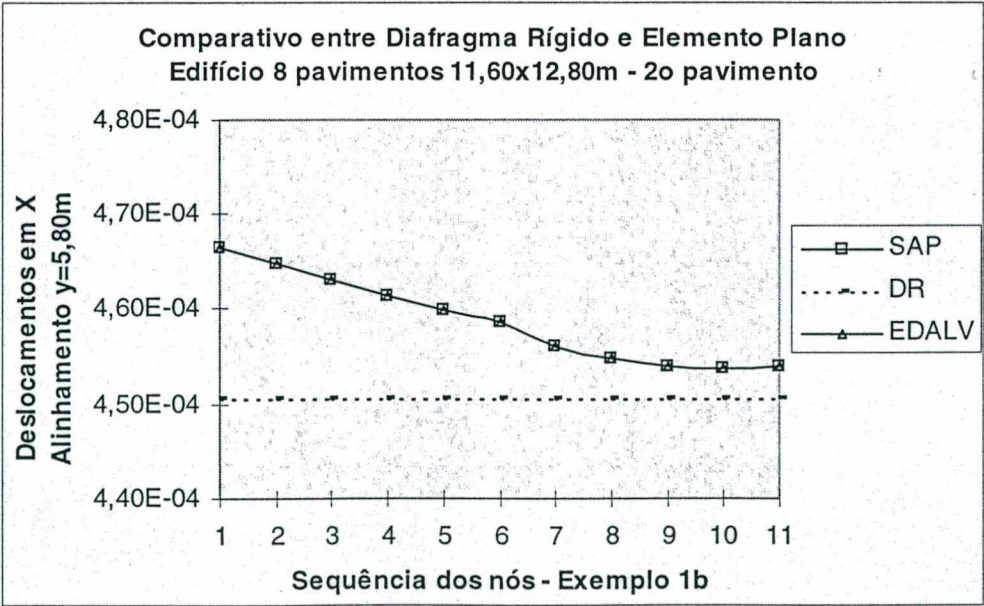


Figura 111

Nas Figuras 112 a 117, que apresentam o comparativo entre os modelos de diafragma rígido e flexível do terceiro ao oitavo pavimento, respectivamente, observa-se uma diferença pouco significativa nos valores de deslocamentos nodais ao longo do alinhamento, ficando entre 2 e 3%. Comparando-se os resultados obtidos no exemplo 1a para os mesmos quatro primeiros pavimentos, existe neste exemplo uma diminuição na diferença entre os modelos de diafragma devido ao fato que nos edifícios mais altos (oito pavimentos) a contribuição da deformação por flexão do edifício é mais importante do que para edifícios baixos (4 pavimentos).

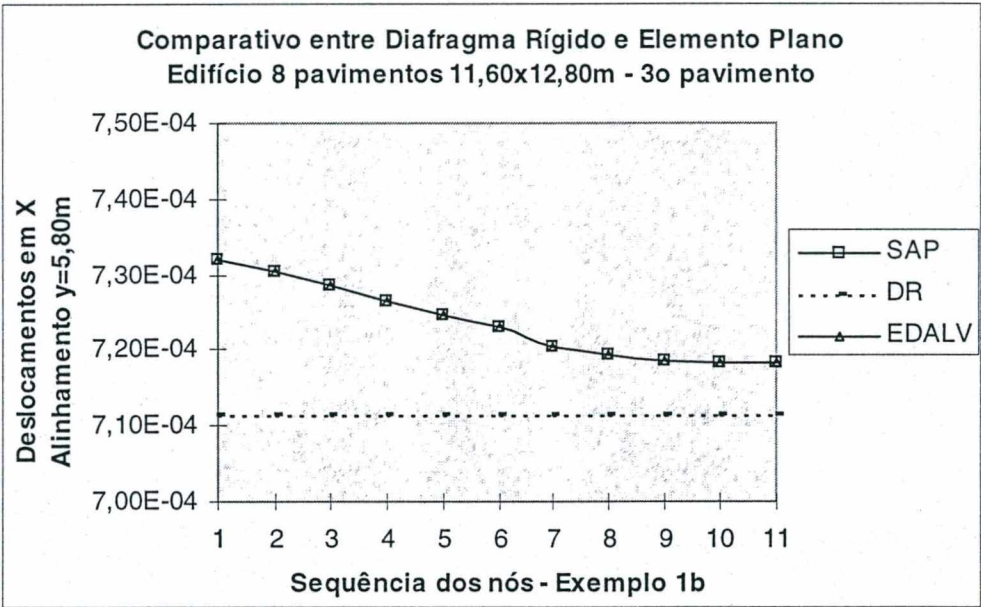


Figura 112

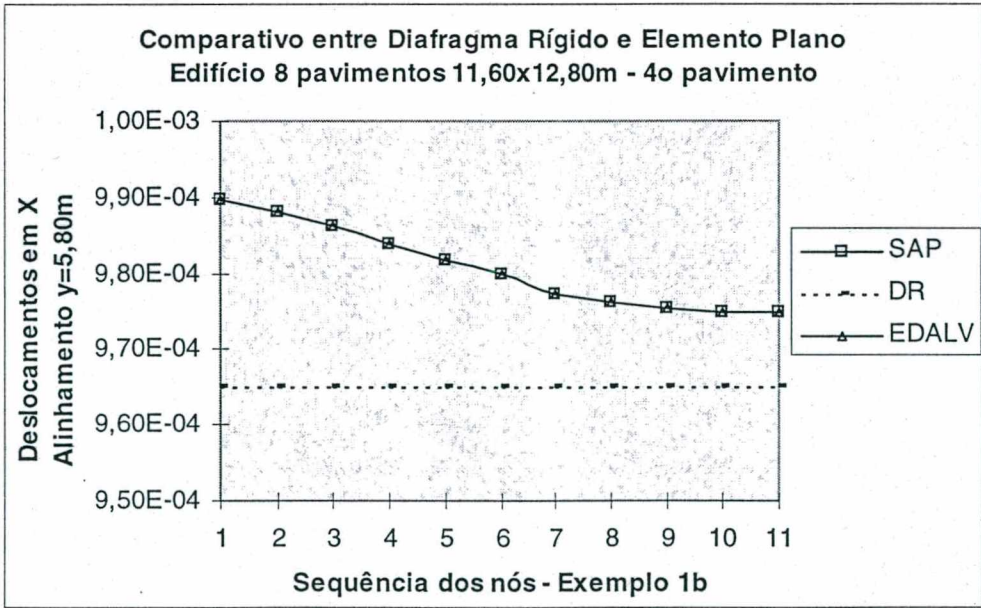


Figura 113

Nos pavimentos 5 ao 8 as diferenças entre os valores de deslocamentos nodais entre os dois modelos são praticamente insignificantes, podendo-se neste caso admitir que as lajes se comportam como diafragma rígido.

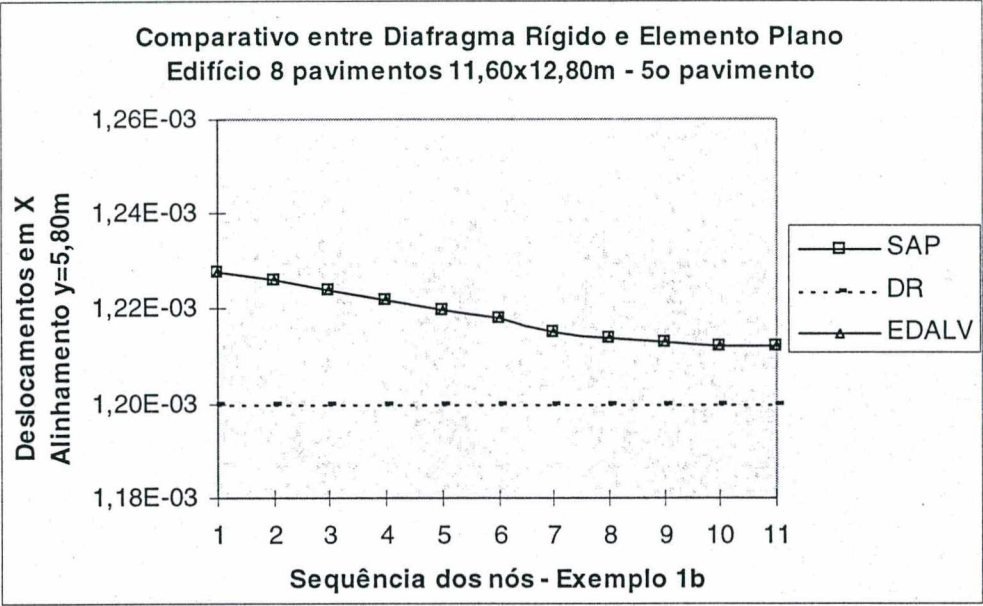


Figura 114

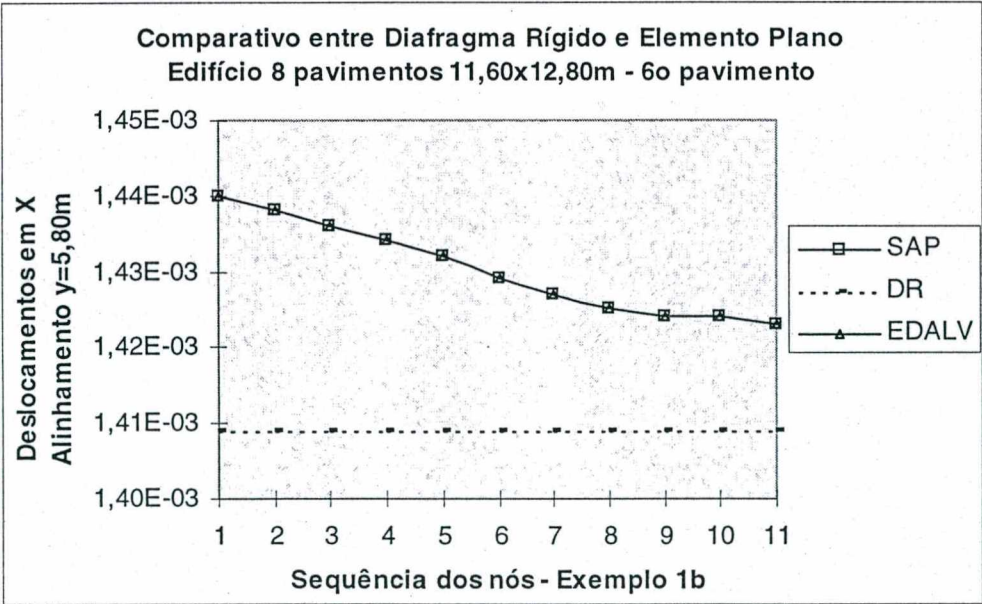


Figura 115

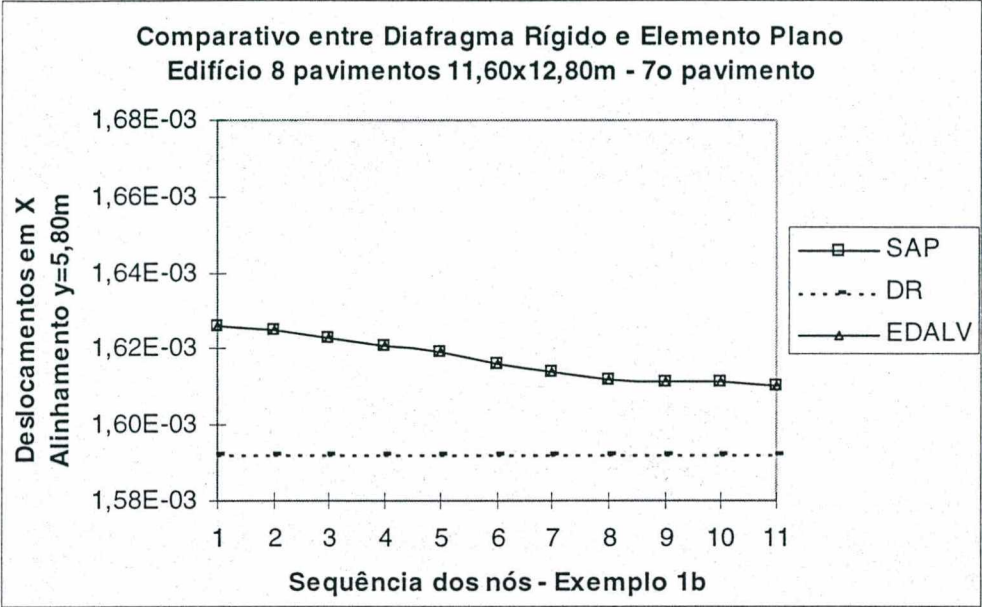


Figura 116

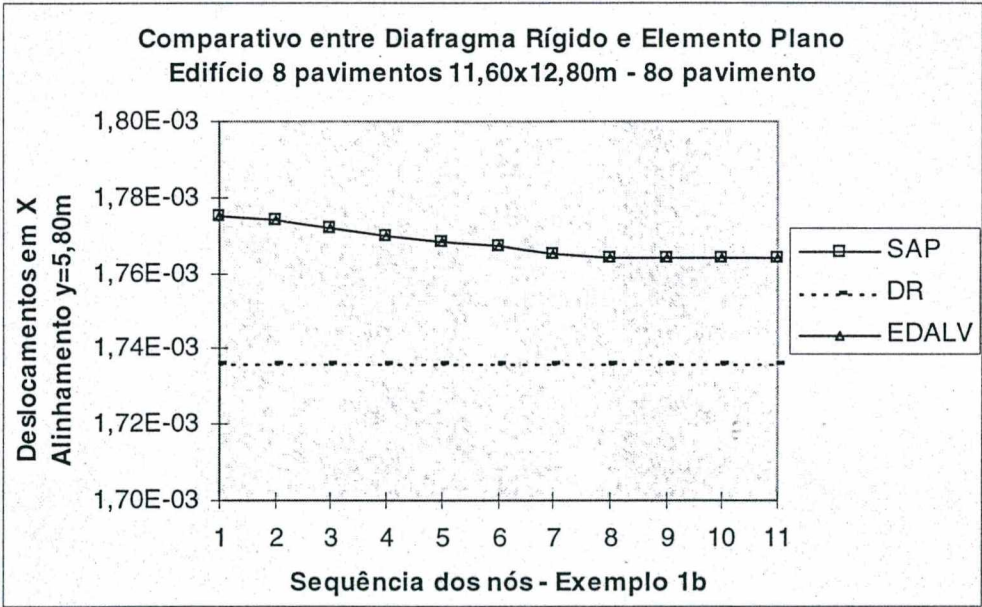


Figura 117

Os valores da diferença, em porcentagem, entre os modelos de diafragma para o exemplo 1b, ao longo do alinhamento ilustrado na Figura 103, podem ser observados na Tabela 12, onde observa-se, igualmente ao exemplo 1a, que os nós do diafragma flexível sofrem um deslocamento maior próximo ao ponto de aplicação do carregamento e menor quanto mais afastado o nó se encontra deste ponto, mas com diferenças menores, aproximando-se o modelo com diafragma rígido do modelo com diafragma flexível.

Tabela 12- Diferenças em % entre diafragma rígido e flexível no exemplo 1b
para vento atuando na direção X

ORDEM Nº	DIFERENÇA EM %							
	PVTO 1	PVTO 2	PVTO 3	PVTO 4	PVTO 5	PVTO 6	PVTO 7	PVTO 8
1	4,8	3,4	2,8	2,5	2,3	2,2	2,1	2,2
2	3,8	3,1	2,6	2,3	2,1	2,0	2,0	2,1
3	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0	1,9	1,9	2,0
4	2,6	2,4	2,1	1,9	1,8	1,7	1,8	1,9
5	2,4	2,1	1,8	1,7	1,6	1,6	1,7	1,8
6	1,9	1,8	1,6	1,5	1,5	1,4	1,5	1,8
7	1,0	1,2	1,2	1,2	1,2	1,3	1,4	1,6
8	0,2	1,0	1,1	1,1	1,2	1,1	1,2	1,6
9	-0,3	0,8	1,0	1,0	1,1	1,1	1,2	1,6
10	-0,3	0,7	1,0	1,0	1,0	1,1	1,2	1,6
11	0,2	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0	1,1	1,6

6.3 – Exemplo 2 – Edifício residencial com 4 pavimentos

O exemplo 2 trata-se de um edifício residencial de 4 pavimentos com dimensões em planta de 11,36 x 22,44m. Na Figura 118 observa-se o edifício discretizado com elementos finitos planos gerados a partir do programa WINEDALV e importados pelo programa SAP2000 onde pode ser visualizado e analisado.

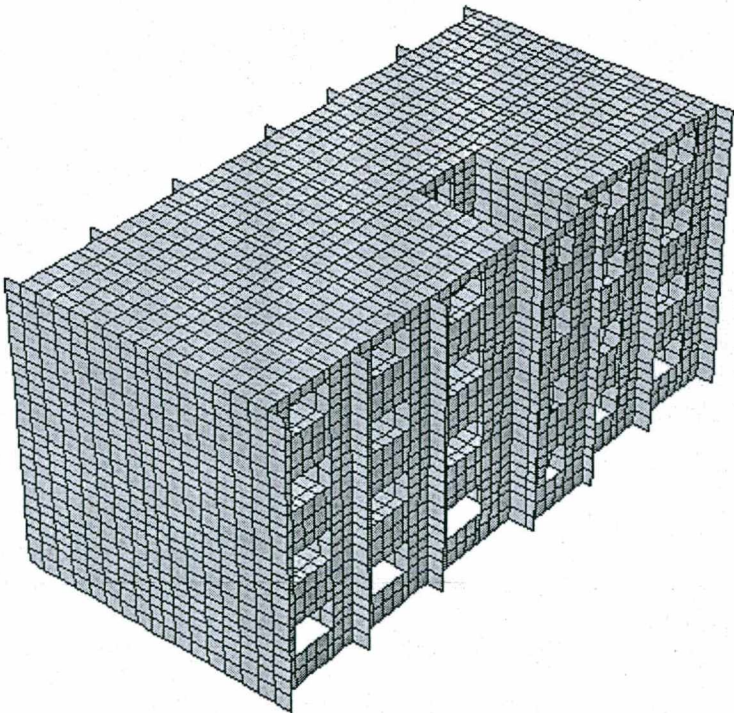


Figura 118- Edifício do exemplo 2 discretizado no WINEDALV e importado no SAP2000

A planta arquitetônica do pavimento tipo do edifício do exemplo 2 é praticamente idêntica a planta da moradia estudantil, a ser edificada nas proximidades da UFSC em alvenaria estrutural, conforme observa-se na Figura 119.

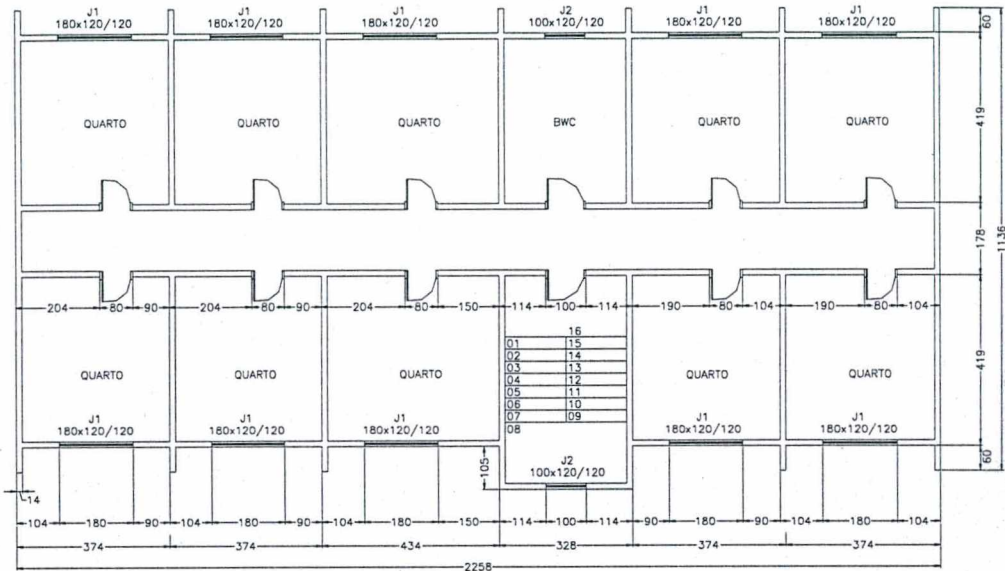


Figura 119- Planta baixa do pavimento tipo do edifício do exemplo 2

A Figura 120 ilustra o esquema estrutural do exemplo 2 para entrada de dados no programa WINEDALV. Apenas para fins ilustrativos a planta foi rotacionada em 90°, a referência utilizada nos programas para o esquema estrutural pode ser visualizada na Figura 121.

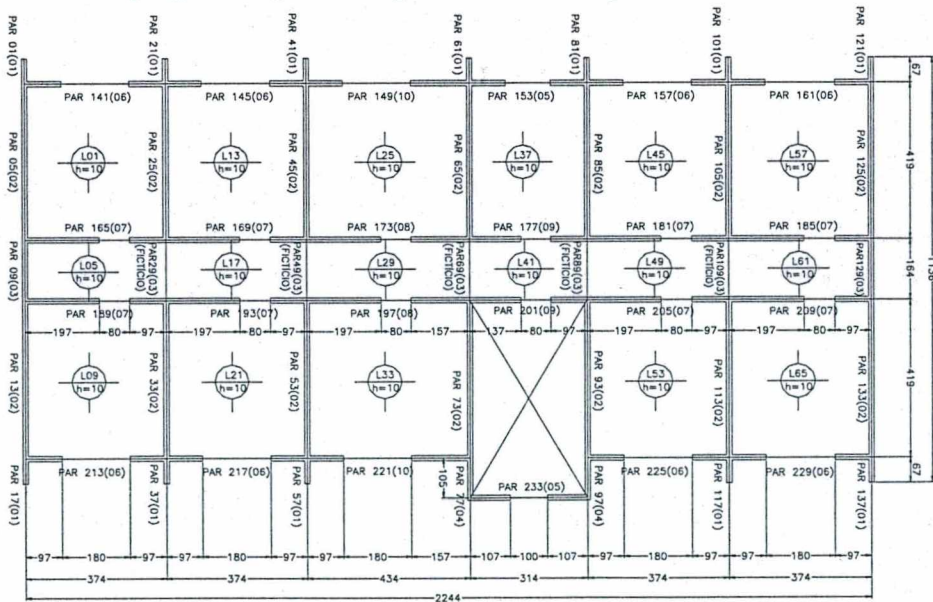


Figura 120- Esquema estrutural do edifício do exemplo 2 para o programa WINEDALV

Os resultados observados no exemplo 2 foram retirados das seqüências de nós ilustradas na Figura 121, em cada pavimento nas direções X e Y, no sentido de baixo para cima, nos alinhamentos de coordenadas $X=0,67\text{m}$ e $X=6,50\text{m}$ e nos alinhamentos $Y=7,48\text{m}$ e $Y=22,44\text{m}$, no sentido da esquerda para a direita, todos em relação ao ponto inferior do edifício e para cargas horizontais devidas à ação do vento, conforme a direção e sentido do alinhamento.

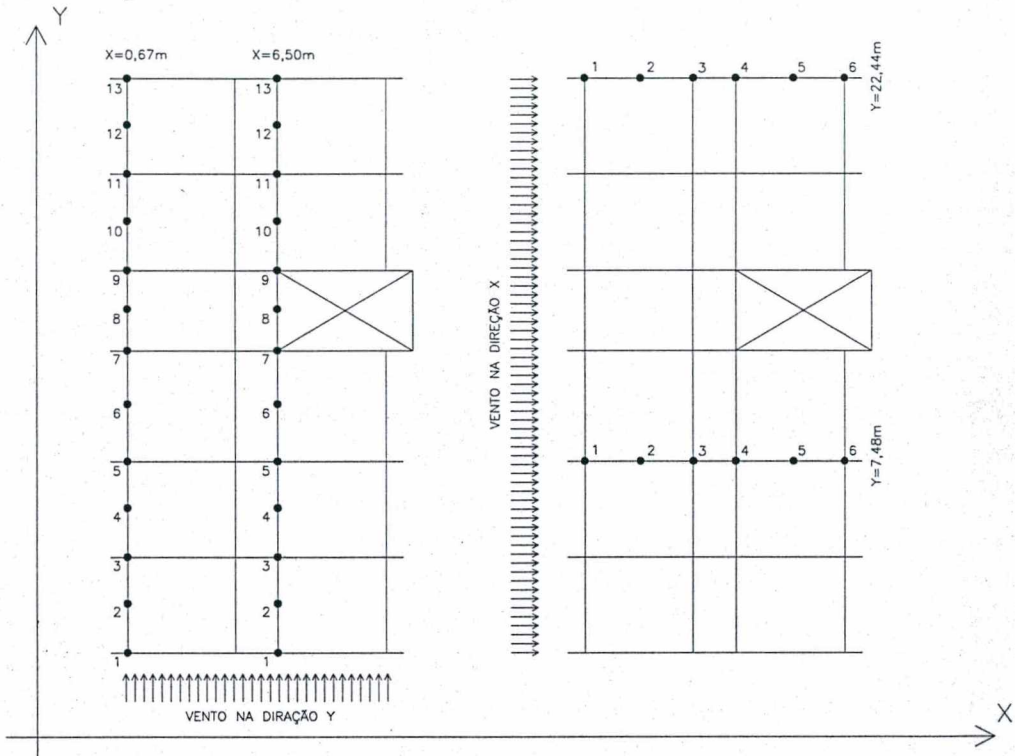


Figura 121- Localização dos pontos de medição e alinhamentos do exemplo 2

Novamente para o modelo de diafragma flexível os resultados fornecidos pelo programa EDALV são idênticos aos fornecidos pelo SAP2000 (ver Figuras 122 a 129), confirmando a confiabilidade do programa EDALV. Nos resultados encontrados para os deslocamentos deste exemplo 2, observa-se comportamento idêntico aos exemplos 1a e 1b em relação ao diafragma rígido, ou seja, ocorrem os mesmos valores de deslocamentos em todos os pontos do alinhamento para cada pavimento, tanto para vento atuando na direção X (ver Figuras 122 a 129) quanto para vento atuando na direção Y (ver Figuras 130 a 137). Igualmente aos exemplos anteriores, para o modelo com diafragma flexível (no plano) os deslocamentos variam ao longo do alinhamento.

Analisando-se inicialmente os deslocamentos devidos ao vento atuando na direção X, observa-se que para o primeiro pavimento, a diferença nos valores de deslocamentos dos nós

iniciais entre o modelo de diafragma rígido e o modelo de diafragma flexível difere de acordo com o local do alinhamento onde são medidos os mesmos. Para o alinhamento que passa próximo ao centro do edifício a diferença entre os valores ficou entre 7 e 8% (ver Figura 122), já para o alinhamento que passa na extremidade superior, a diferença ficou entre -6 e -7% (ver Figura 123).

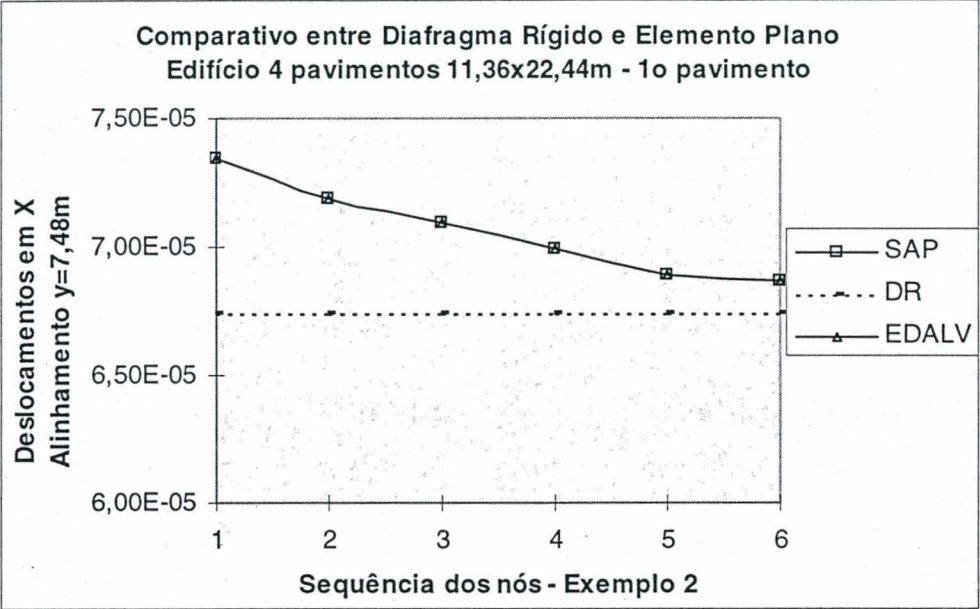


Figura 122

A Figura seguinte ilustra o comparativo entre os modelos de diafragma para o primeiro pavimento e o alinhamento Y=22,44m (extremidade superior em planta do edifício), onde observam-se deslocamentos menores para o diafragma flexível em relação ao rígido, ao contrário dos outros exemplos ou alinhamentos.

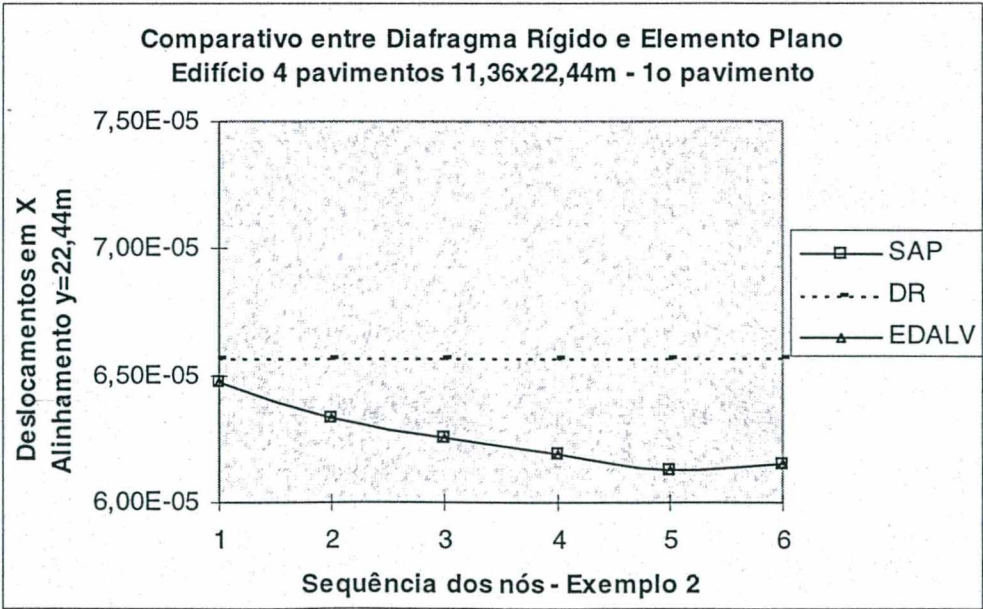


Figura 123

Na figura seguinte, que representa o comparativo para o alinhamento $Y=7,48\text{m}$ no segundo pavimento do exemplo 2, observa-se uma pequena diminuição nos valores de deslocamentos dos nós ao longo do alinhamento ilustrado na Figura 121. A diferença entre os dois modelos de diafragmas não ultrapassa 8%.

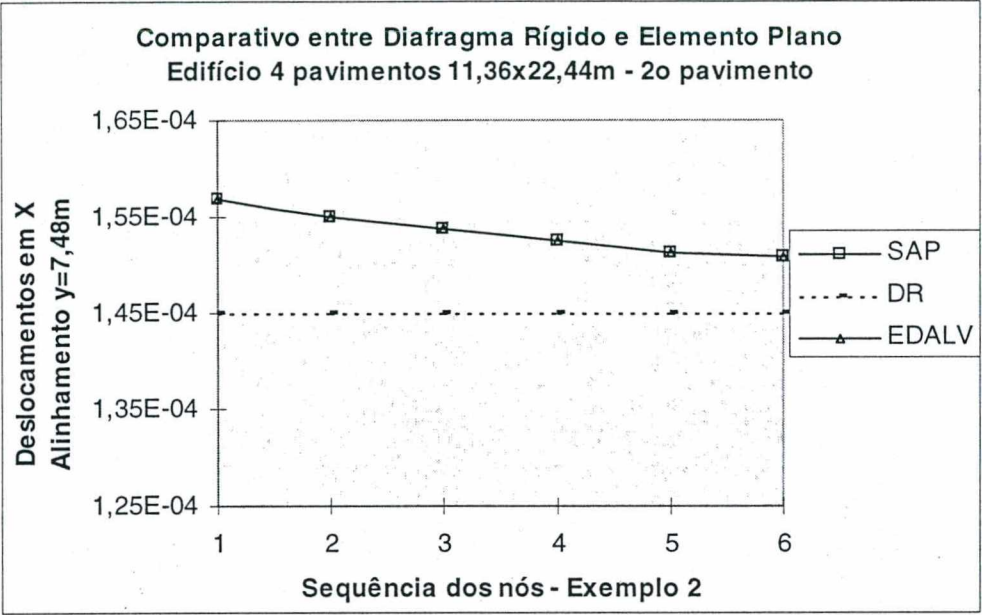


Figura 124

Os deslocamentos encontrados para o alinhamento $Y=22,44\text{m}$ no segundo pavimento, também são menores em relação aos deslocamentos considerando diafragma rígido, conforme mostra o gráfico da figura seguinte.

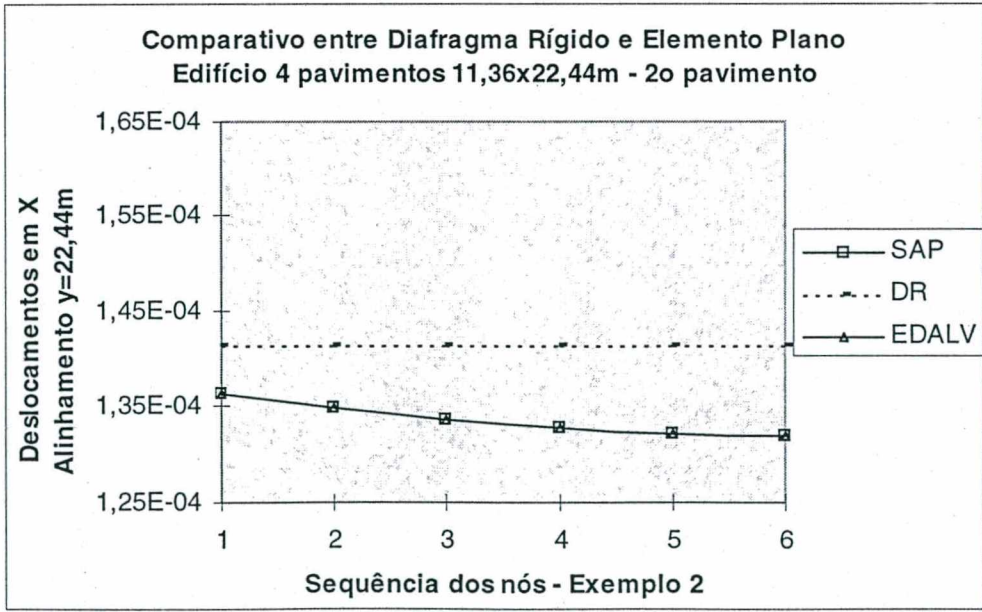


Figura 125

Nos gráficos das figuras 126 a 129, onde estão ilustrados os comparativos dos modelos de diafragmas para o terceiro e quarto pavimento nos dois alinhamentos ($Y=7,48\text{m}$ e $Y=22,44\text{m}$) para o vento atuando na direção X, observa-se uma ligeira redução na diferença entre os modelos comparados, ficando a mesma entre 4 e 6%.

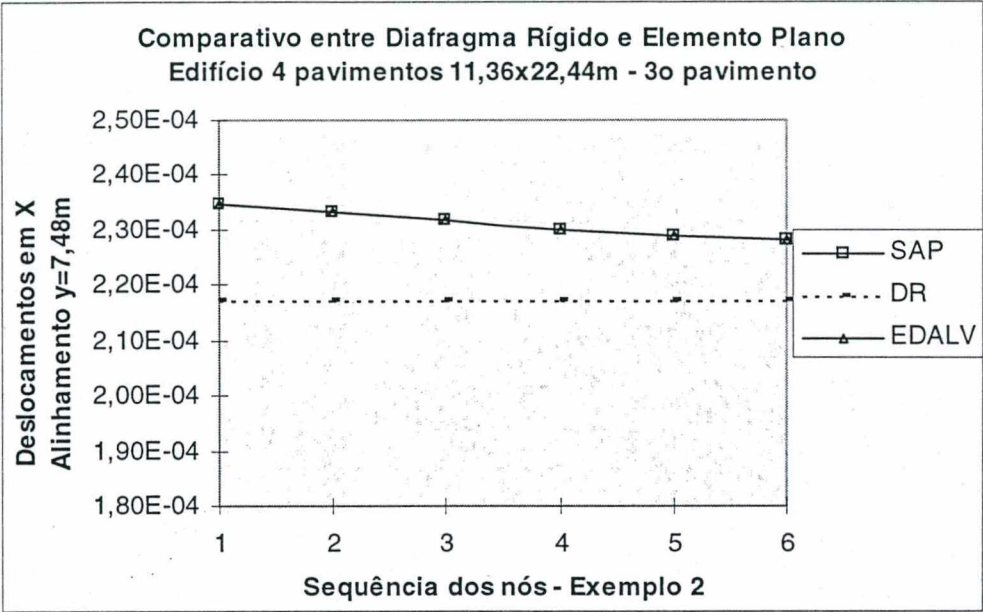


Figura 126

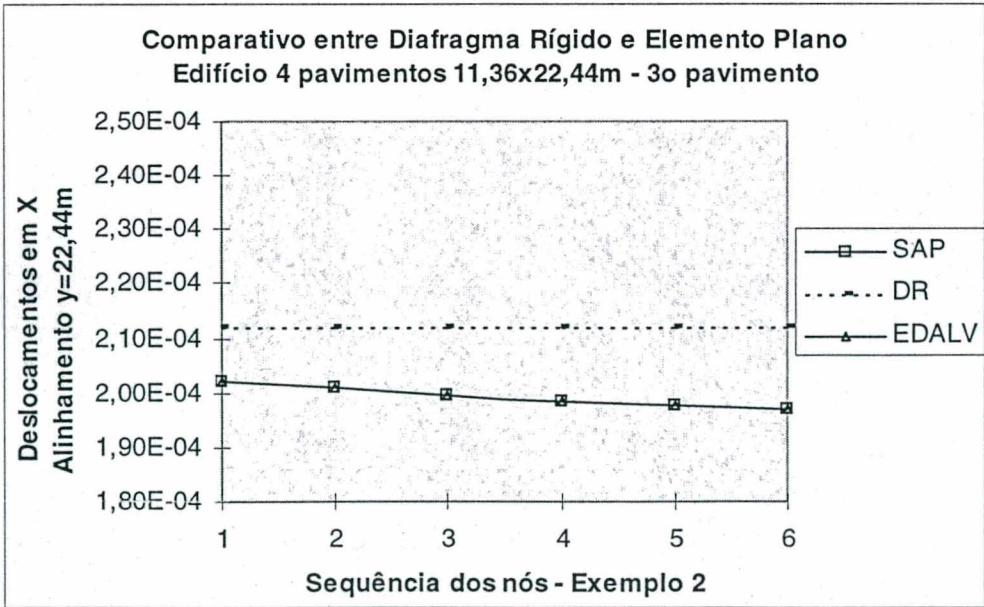


Figura 127

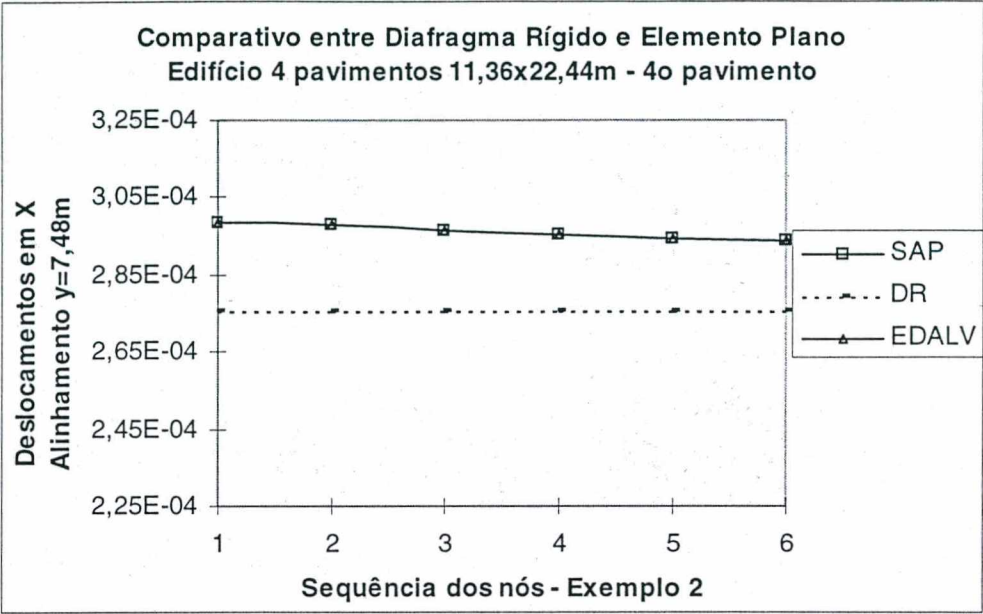


Figura 128

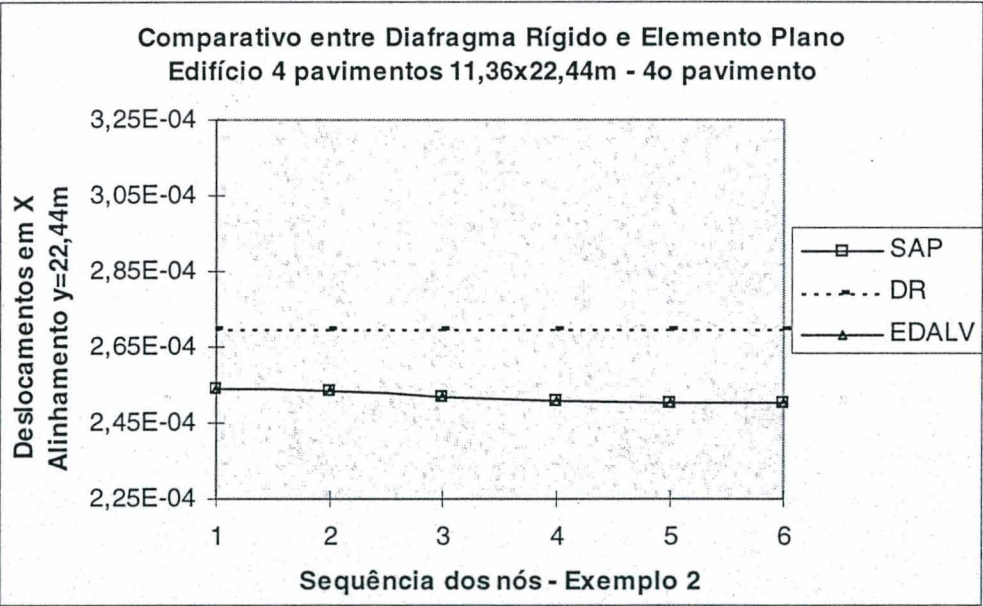


Figura 129

Passando agora para os casos de vento atuando na direção Y, nos alinhamentos X=0,67m e X=6,50m, tem-se uma maior diferença entre os dois modelos de diafragmas estudados. Esta diferença maior pode ser visualizada nos gráficos do comparativo entre diafragma rígido e diafragma flexível (elemento plano), principalmente no alinhamento central do exemplo (ver Figura 121), onde observa-se que houve deformação no plano pelo fato de ocorrer deslocamentos maiores próximo ao ponto de aplicação das cargas e menores à medida que afasta-se deste ponto (ver Figuras 130 a 137).

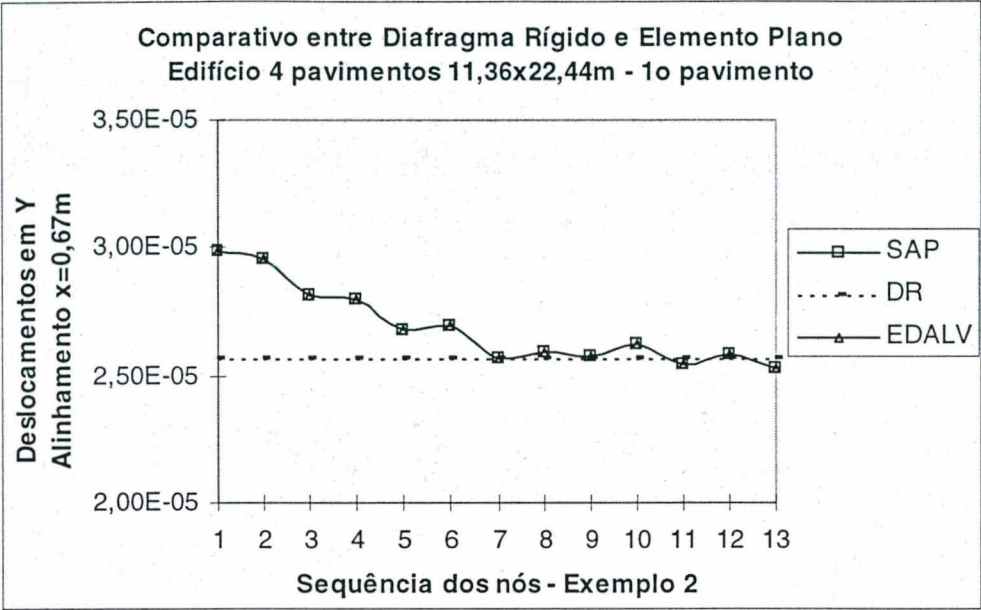


Figura 130

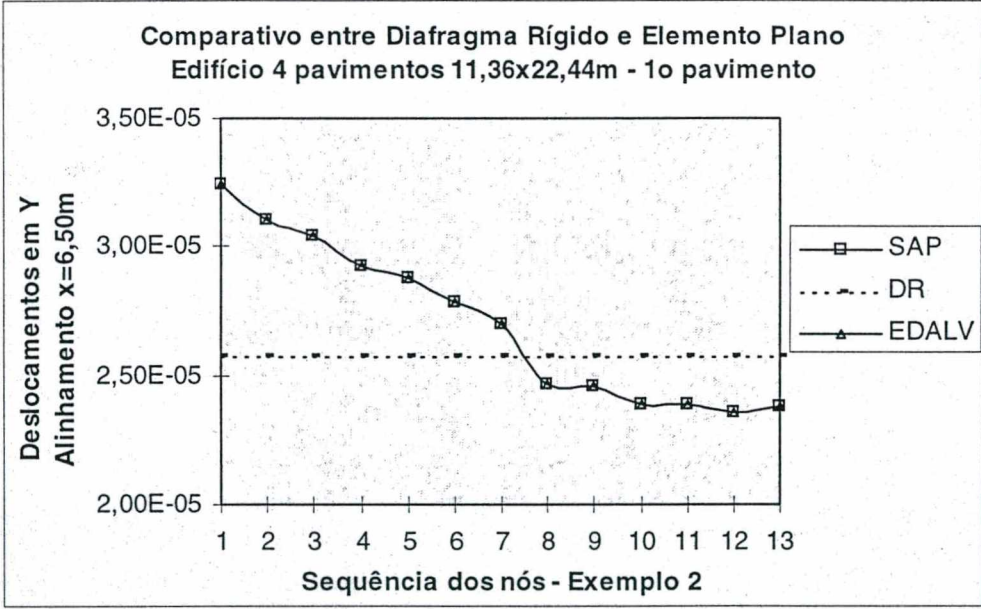


Figura 131

A diferença observada nestes dois primeiros pavimentos (ver Figuras 130 a 133) confirma o estudo apresentado no Capítulo 3 que para edifícios mais alongados a consideração de diafragma rígido não deveria ser adotada, já que esta diferença chegou a 20% no alinhamento central para o primeiro pavimento. Ressalta-se que esta diferença entre os modelos encontrada para deslocamentos irá causar uma diferença significativa nos esforços nas paredes.

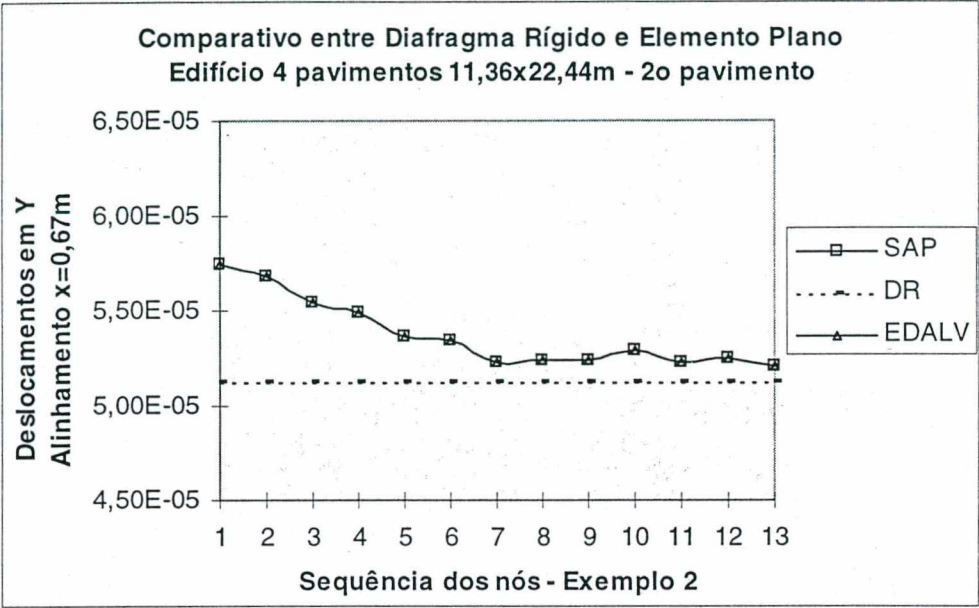


Figura 132

Comparando os resultados nos dois alinhamentos do mesmo pavimento para o mesmo caso de carregamento (vento na direção Y), observa-se que no alinhamento central há uma maior deformação no plano do diafragma flexível do que no alinhamento lateral.

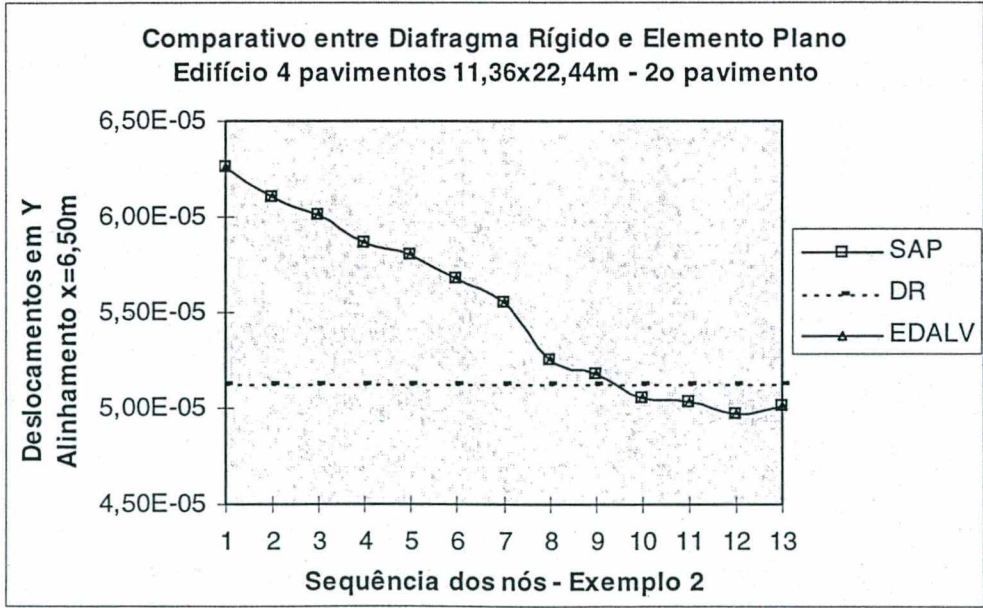


Figura 133

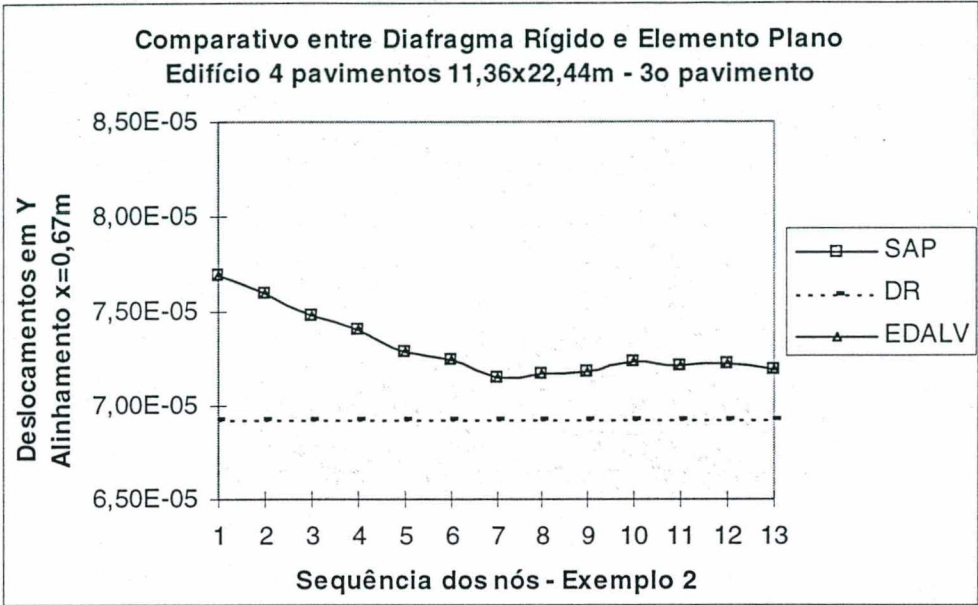


Figura 134

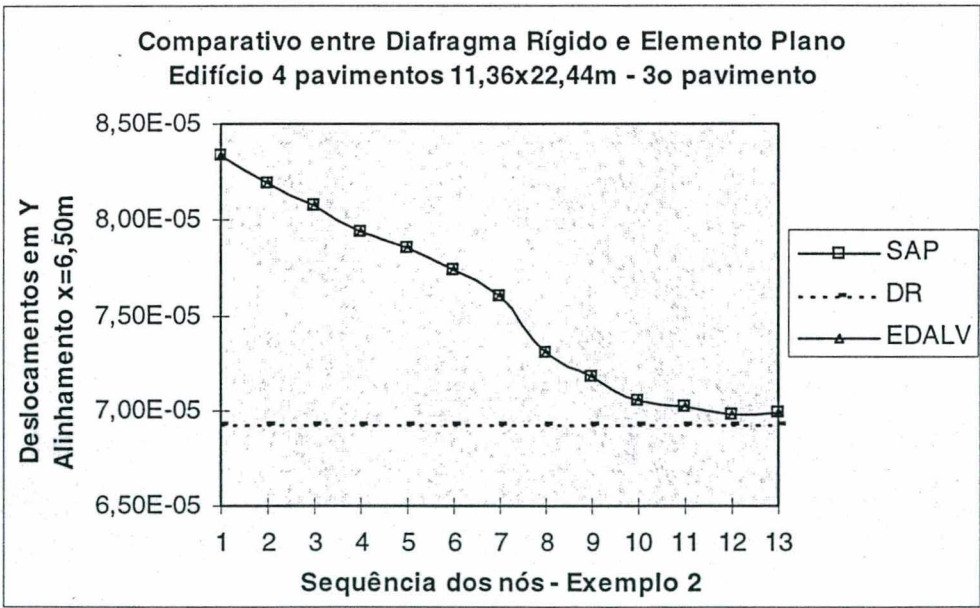


Figura 135

Nos últimos dois pavimentos o comportamento do diafragma segue o observado nos outros exemplos, onde a deformação por flexão passa a influenciar nos deslocamentos dos nós, tornando menor a diferença entre os dois modelos.

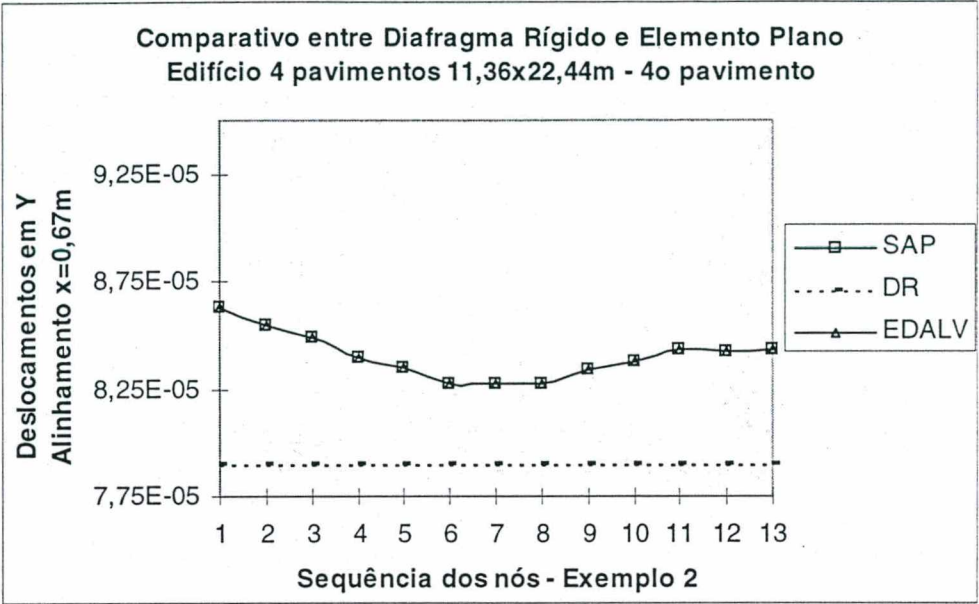


Figura 136

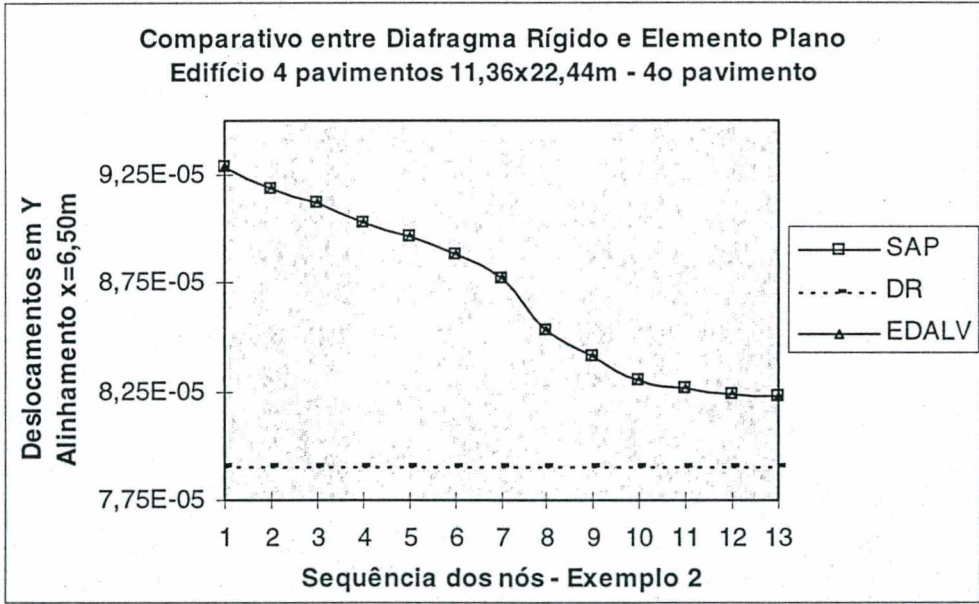


Figura 137

Os valores da diferença, em porcentagem, entre os modelos de diafragma para o exemplo 2, ao longo dos alinhamentos ilustrados na Figura 121, podem ser observados nas Tabelas 13 e 14. Assim como nos exemplos 1a e 1b, observa-se que os nós do diafragma flexível sofrem um deslocamento maior próximo ao ponto de aplicação do carregamento e menor quanto mais afastado o nó se encontra deste ponto e para este exemplo observa-se ainda que esta diferença é ainda maior para edifícios mais alongados (ver Figuras 130 a 137).

Tabela 13- Diferenças em % entre modelos de diafragma do exemplo 2 na direção X

ORDEM NÓ	COORD. Y	DIFERENÇA EM %			
		PVTO 1	PVTO 2	PVTO 3	PVTO 4
1	7,48	8,1	7,5	7,5	7,7
2		6,2	6,4	6,9	7,5
3		4,9	5,6	6,3	7,1
4		3,6	4,8	5,6	6,7
5		2,1	4,0	5,1	6,4
6		1,8	3,8	4,9	6,2
ORDEM NÓ	COORD. Y	DIFERENÇA EM %			
		PVTO 1	PVTO 2	PVTO 3	PVTO 4
1	22,44	-1,5	-3,7	-4,9	-6,2
2		-3,7	-4,8	-5,5	-6,5
3		-5,0	-5,9	-6,2	-7,2
4		-6,0	-6,6	-6,8	-7,6
5		-7,1	-7,1	-7,3	-7,7
6		-6,8	-7,2	-7,6	-7,9

Tabela 14- Diferenças em % entre modelos de diafragma do exemplo 2 na direção Y

ORDEM NÓ	COORD. X	DIFERENÇA EM %			
		PVTO 1	PVTO 2	PVTO 3	PVTO 4
1	0,67	14,0	10,9	9,9	8,5
2		13,0	9,8	8,9	7,6
3		8,7	7,7	7,4	6,9
4		8,2	6,8	6,4	5,9
5		4,0	4,5	4,9	5,3
6		4,5	4,1	4,4	4,5
7		0,1	1,9	3,2	4,5
8		1,0	2,2	3,4	4,5
9		0,2	2,1	3,6	5,3
10		2,1	3,2	4,3	5,7
11		-1,0	2,1	3,9	6,3
12		0,5	2,5	4,1	6,2
13		-1,5	1,6	3,7	6,3
ORDEM NÓ	COORD. X	DIFERENÇA EM %			
		PVTO 1	PVTO 2	PVTO 3	PVTO 4
1	6,50	20,8	18,1	16,8	14,8
2		17,2	16,0	15,3	14,0
3		15,4	14,7	14,1	13,3
4		12,1	12,6	12,7	12,4
5		10,7	11,5	11,7	11,8
6		7,5	9,6	10,4	10,9
7		4,8	7,6	8,8	9,8
8		-4,3	2,3	5,1	7,3
9		-4,5	0,9	3,5	6,0
10		-7,8	-1,5	1,8	4,7
11		-7,7	-1,9	1,3	4,4
12		-9,0	-3,3	0,7	4,0
13		-8,0	-2,4	0,8	3,9

A partir dos resultados encontrados para estes exemplos de edifícios de alvenaria estrutural, chegou-se às seguintes conclusões:

- Os resultados obtidos pelo programa EDALV a partir dos dados fornecidos pelo programa WINEDALV, foram considerados confiáveis em comparação com resultados do SAP 2000 através dos exemplos apresentados neste capítulo e em inúmeros outros exemplos de diversas dimensões e características não apresentados;
- Confirmou-se que a técnica de subestrutura, juntamente com a aplicação da condensação estática nos graus de liberdade internos, resulta numa considerável economia de memória para armazenamento das matrizes de rigidez e também numa redução no tempo de processamento;
- A geração da malha dos edifícios dos exemplos analisados neste capítulo foi considerada adequada, analisando-se através do programa SAP 2000 a distribuição de tensões nos elementos planos (diafragmas e paredes), não sendo observada descontinuidade significativa de tensões entre elementos;
- Para todos os exemplos analisados a diferença entre os dois modelos é maior nos pavimentos inferiores do que nos superiores, tanto para edifícios de 4 pavimentos quanto para edifícios de 8 pavimentos;
- Com relação à comparação entre os modelos de diafragma rígido e o de diafragma flexível com elementos planos nos exemplos analisados: a) para edifícios aproximadamente quadrados de pequenas dimensões (12,80 x 11,60m) com 4 pavimentos (exemplo 1a) as diferenças encontradas entre os dois modelos são pequenas, menores do que 10%, podendo ser considerada aceitável a hipótese de diafragma rígido. b) para edifícios aproximadamente quadrados de pequenas dimensões (12,80 x 11,60m) com 8 pavimentos (exemplo 1b) as diferenças encontradas entre os dois modelos são desprezíveis, menores do que 5%. c) para edifícios retangulares em planta de 4 pavimentos (11,36 x 22,44m), exemplo 2, as

diferenças encontradas entre os 2 modelos na sua maior dimensão são significativas, chegando a 20 %, não sendo portanto aceitável a hipótese de diafragma rígido.

No próximo capítulo são apresentadas as conclusões gerais e específicas do trabalho, juntamente com algumas recomendações para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Apresentam-se neste capítulo as conclusões gerais e específicas obtidas a partir de todos os estudos realizados durante as diversas fases de elaboração deste trabalho. Inicialmente o estudo de modelagem de lajes, onde foi realizada a comparação do modelo de diafragma rígido com o modelo de diafragma flexível utilizando elementos finitos. Em seguida o desenvolvimento do superelemento diafragma e sua implementação computacional no programa EDALV. Finalmente, sugerem-se alguns temas interessantes a serem estudados, que podem colaborar para um melhor entendimento sobre modelagem de lajes em edifícios de alvenaria estrutural e também sugestões para aperfeiçoamento do programa EDALV.

7.1 - Conclusões gerais

Neste trabalho foi desenvolvido um programa computacional de fácil utilização, denominado EDALV baseado no Método dos Elementos Finitos, onde foi utilizada a técnica de subestrutura, formulando-se um “superelemento” para a modelagem das lajes. Este “superelemento” foi implementado em um dos módulos do programa, denominado DIAFRAGMA. Também foi desenvolvido neste trabalho um programa pré-processador para a entrada de dados via janelas e geração de malhas, denominado WINEDALV.

Para escolher o modelo de lajes a ser implementado em EDALV, estudou-se inicialmente 78 casos de edifícios de concreto armado de 4 e 8 pavimentos com pilares-parede, variando-se as dimensões do edifício em planta, a espessura das lajes e as seções dos pilares-parede e comparou-se o modelo usual de diafragma rígido com modelos de elementos finitos planos e de casca. Neste estudo constatou-se que em muitos casos a hipótese de diafragma rígido não apresenta uma boa solução, escolhendo-se portanto elementos de estado plano de tensão para a modelagem das lajes.

Exemplos de edifícios de alvenaria estrutural de diferentes geometrias (capítulo 6), submetidos a cargas horizontais, foram analisados utilizando-se os superelementos diafragma

através do programa EDALV. Os resultados foram verificados em comparação com resultados obtidos pelo programa SAP 2000, confirmando-se a sua confiabilidade.

Considera-se portanto que os objetivos inicialmente propostos para este trabalho foram alcançados, tanto no que diz respeito à modelagem de lajes, quanto ao desenvolvimento do programa para análise de edifícios de alvenaria estrutural.

7.2 - Conclusões específicas

A partir dos resultados obtidos durante a realização deste trabalho, pode-se concluir que:

- Com relação ao modelo de diafragma flexível, de uma maneira geral o modelo de elementos finitos de estado plano de tensão fornece solução semelhante ao modelo com elementos finitos de casca, a não ser nos casos em que a deformação por flexão fora do plano das lajes for importante, como é o caso de edifícios altos em relação às suas dimensões em planta;
- Tanto para edifícios de concreto armado como alvenaria estrutural de 4 e 8 pavimentos, com lajes de concreto armado, as dimensões do edifício em planta, as dimensões dos pilares-parede ou paredes na direção da aplicação do carregamento, sua posição e a espessura das lajes influenciam na distribuição dos esforços horizontais atuantes nos diafragmas para as paredes;
- O modelo de diafragma flexível com elementos finitos de casca fornece a solução mais precisa na modelagem de diafragmas para edifícios mais altos, de 8 pavimentos ou mais, em relação ao modelo de diafragma flexível com elementos finitos de estado plano de tensão devido a sua formulação conseguir capturar o efeito da deformação fora do plano;
- A hipótese de funcionamento das lajes de concreto armado como diafragma rígido para edifícios de alvenaria estrutural é mais próxima da realidade quanto mais espessa, ou seja, mais rígida for a laje em relação às paredes;

- Em edifícios usuais de concreto armado com 4 e 8 pavimentos, em que os pilares são bem menos rígidos em relação ao diafragma, as lajes de concreto armado funcionam praticamente segundo a hipótese de diafragma rígido no seu plano, ou seja, não há deformação axial significativa do diafragma, portanto a distribuição dos esforços horizontais ocorre proporcionalmente à rigidez de cada pilar;
- A diferença na deformação axial do diafragma para edifícios de 4 e 8 pavimentos, ou seja, entre a hipótese de diafragma rígido e flexível no plano é maior quanto maior for as dimensões do edifício em planta, tanto para os edifícios alongados quanto para os quadrados;
- Nos edifícios mais alongados, com dimensões em planta na proporção entre 1:2 a 1:4, a diferença entre as duas hipóteses de modelagem de diafragmas, rígido e flexível, é mais acentuada. Para edifícios mais alongados de 4 pavimentos com lajes de 10 cm de concreto armado, encontrou-se diferenças em torno de 20% para edifícios de alvenaria estrutural e superiores a 20% para edifícios de concreto armado com pilares-parede, não sendo portanto aconselhável a utilização da hipótese de diafragma rígido.

7.3 - Recomendações para trabalhos futuros

Devido ao grande número de obras em alvenaria estrutural que vem surgindo, e dos inúmeros fatores que influenciam no comportamento do diafragma, associado à quantidade limitada de exemplos analisados, existe a necessidade de outros estudos para estabelecerem, de forma conclusiva e mais precisa, as diretrizes a serem adotadas em projeto. Algumas sugestões de trabalhos de pesquisas que podem contribuir para o melhor entendimento do comportamento do diafragma para edifícios de alvenaria estrutural são apresentadas a seguir:

- Estudo semelhante ao apresentado no Capítulo 6 deste trabalho, tendo como diferença a utilização de elementos finitos de casca nos exemplos com 4 pavimentos, variando as dimensões em planta para confirmar que a solução modelando o diafragma com

elementos finitos de estado plano de tensão é semelhante à solução modelando o diafragma com elementos finitos de casca;

- Desenvolvimento de um novo módulo no programa EDALV para obtenção das tensões para estudar a distribuição das tensões proveniente dos esforços horizontais para as paredes de alvenaria estrutural variando a rigidez dos diafragmas e o número de pavimentos;
- Comparação entre o cálculo aproximado bidimensional com os resultados obtidos na análise tridimensional com elementos finitos em edifícios de alvenaria estrutural;
- Estudar o comportamento de diafragma em lajes nervuradas ou com vigotes, utilizando elementos finitos de casca e de barra;
- Estudar o comportamento de diafragma para edifícios com paredes de blocos vazados, simulando o comportamento real através do uso da espessura equivalente da parede;
- Estudo do comportamento do diafragma considerando a combinação de carregamentos verticais e horizontais;
- Implementação de uma saída gráfica no programa EDALV para facilitar a visualização e análise dos resultados;
- Sistematização de critérios a serem adotados em projetos de edifícios de alvenaria estrutural a partir de análises por elementos finitos completadas com resultados de pesquisas experimentais.

Apesar deste estudo não ser suficiente para sanar todas as dúvidas sobre a utilização ou não da hipótese de diafragma rígido em edifícios de alvenaria estrutural, obtiveram-se resultados importantes que, junto a outros estudos, devem contribuir para o melhor entendimento sobre este tema e, principalmente, para estabelecer aspectos a serem seguidos em projetos de edifícios de alvenaria estrutural. Ao final deste trabalho obteve-se ainda uma ferramenta computacional (EDALV e WINEDALV) de grande utilidade para ser aplicada em novos trabalhos que ao ser complementada será de grande utilidade para os projetistas de edifícios de alvenaria estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCI, Manual Técnico de Alvenaria, 1990. Projeto Editores Associados S.A., São Paulo.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978. NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980. NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988. NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989. NBR 10837 - Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto.

ABRAMS, Daniel P., 1991. Masonry Structures – Colorado: The Masonry Society (TMS).

ACI 530-95 / ASCE 5-95 / TMS 402-95, 1995. Building Code Requirements for Masonry Structures; ACI 530.1-95 / ASCE 6-95 / TMS 602-95, 1995. Specifications for Masonry Structures, reported by the Masonry Standards Joint Committee.

ALMEIDA, S. de F., 1995. Métodos de Análise de Edifícios de Alvenaria Estrutural Submetidos a Cargas Laterais - Dissertação de Mestrado, Universidade Federal Fluminense, Rio de Janeiro.

ANTUNES, HELENA M.C.C.; MARTINS, CARLOS H., 2000. Novas Considerações sobre os Parâmetros de Estabilidade α e γ_z – Anais (CD-ROM), resumo página 93 das XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Punta Del Este, Uruguai.

BEZERRA, DERMIVAL P.; ANTUNES, HELENA M.C.C., 1995. Estudo da Contribuição da Laje na Distribuição de Esforços em Estruturas de Edifícios Altos. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Tucuman, Argentina.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRISOT, G.; LA ROVERE, H.L., 2000. Influência da Rigidez das Lajes de Concreto Armado na Distribuição dos Esforços Laterais – Anais (CD-ROM), resumo página 96 das XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Punta Del Este, Uruguai.

COMPILADOR FORTRAN 90, 1995. Programmer's Guide – Microsoft Power Station – Professional Edition, Versão 4.0.

COOK, Robert D.; MALKUS, Davids S. e PLESHA, Michel E. , 1989. Concepts and Applications of Finite Element Analysis – John Wiley & Sons, Inc., terceira edição.

DRYSDALE, R.G.; HAMID, A.A; BAKER, L.R., 1994. Masonry Structures – Behavior and Design, Ed. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

GONCHOROVSKI, G.; LA ROVERE, H.L., 2000. Comparação entre Modelos Planos e Tridimensionais para Análise de Paredes em Edifícios em Alvenaria Estrutural – Anais (CD-ROM), resumo página 97 das XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Punta Del Este, Uruguai.

GONCHOROVSKI, G., 2001. Modelagem de Paredes na Análise 3D de Edifícios de Alvenaria Estrutural – Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina (a ser defendida).

HUGHES, T.J.R., 1987. The Finite Element Method – Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis, Ed. Prentice-Hall, Inc.

JOHANSEN, K.W., 1962. Linhas de Ruptura – Teoria e Prática, AO Livro Técnico S.A. – Rio de Janeiro. Traduzido e adaptado do original dinamarquês por Jayme Mason.

JU, S.H.; LIN, M.C., Janeiro de 1999. Comparison of Building Analyses Assuming Rigid or Flexible Floors, ASCE Journal of Structural Engineering, pag. 25-31.

LA ROVERE, H.L., 2001a. Notas de aula da Disciplina EE03 – Noções em Alvenaria Estrutural, Curso de Especialização em Projeto de Estruturas da Universidade Federal de Santa Catarina.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

LA ROVERE, H.L., 2001b. Notas de aula da Disciplina EE08 – Utilização do Método dos Elementos Finitos em Projetos Estruturais, Curso de Especialização em Projeto de Estruturas da Universidade Federal de Santa Catarina.

LA ROVERE, H.L., 1990. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Masonry Walls Under Simulated Seismic Loading. Phd dissertation. University of California, San Diego.

LA ROVERE, H.L.; GONCHOROVSKI, G.; CHIMELLO, A. de A., 1995 a 2000. ANEST: Programas Computacionais para Análise de Estruturas Reticuladas - Relatórios de Projetos de Pesquisa de Iniciação Científica, UFSC.

SAFFARINI, Hassan S., WILSON, Edward., 1983. New Approaches in the Structural Analysis of Building Systems. California, Berkeley: Department of Civil Engineering University of California, Report nº UCB/SESM-83/08 258p.

SCHNEIDER, R.R., DICKEY, W.L., 1987. Reinforced Masonry Design, Ed. Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 2nd edition.

SEIBLE, F.; LATHAM, C.T.; KÜRKCHUBASCHE, A.G., 1987. CALSD – Instructional Computer Programs for Structural Engineering – User Information Manual, A.M.E.S. Department, University of California, San Diego.

SOUZA JUNIOR, E.; PAIVA, J.B., 1996. Gerador de Malha de Elementos Finitos como um Aplicativo Windows – Anais Vol. 4 pg. 718-727, Congresso Técnico Científico de Engenharia Civil, Florianópolis.

UBC – Uniform Building Code, 1988. Structural Masonry, Chapter 24.

WEAVER, W., 1967. Computer Programs for Structural Analysis – Ed. Van Nostrand Reinhold Ltda.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

WILSON, E.L., 1997. SAP2000 PLUS, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures – Version 6.11 – Computers & Structures, Inc., Berkeley, California, U.S.A.

WILSON, E.L.; DOVEY, H.H., 1978. Solution or reduction of equilibrium equations for large complex structural systems – Advances in Engineering Software, Vol. 1, nº 1.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

ASSAN, A.E., 1999. Método dos Elementos Finitos – Primeiros Passos, Editora da Universidade Estadual de Campinas.

BARES, R., 1970. Tablas para el calculo de placas y vigas pared, Editorial Gustavo Gili S.A – Barcelona.

BS 5628, 1988. Code of Practice for Structural Use of Masonry.

HENDRY, A.W., 1981. Structural Brickwork, Ed. John Wiley & Sons – New York.

SORIANO, Humberto L., 1989 – Análise de Estruturas Reticuladas em Computadores de Pequeno Porte. Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro.